



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciência
Faculdade de Engenharia

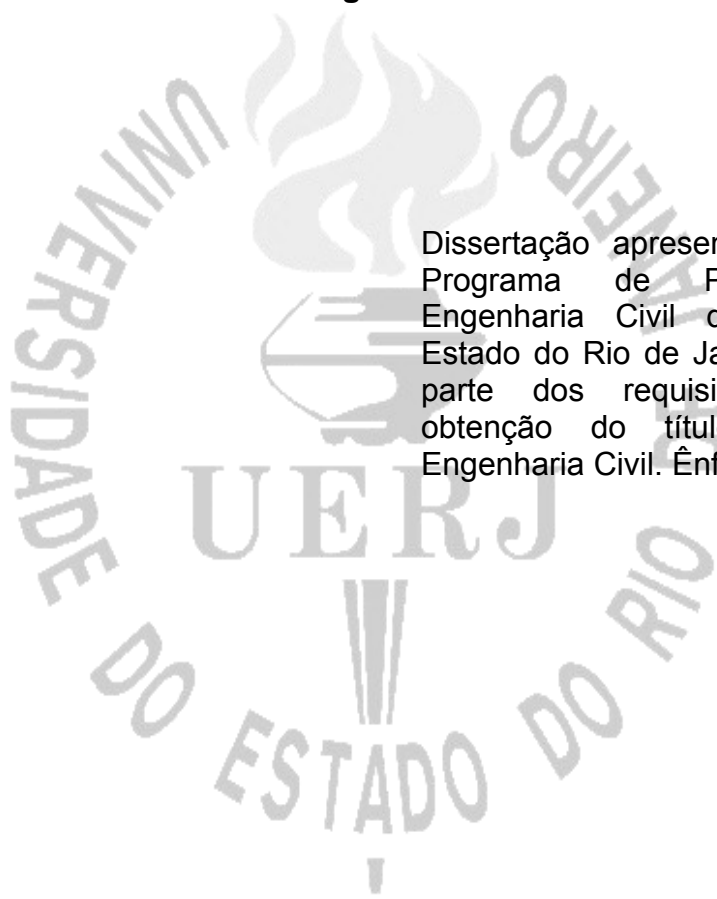
Ludma Heliadora Thomé Ferreira

Modelos analítico e numérico para simulação de ensaios de arrancamento de geotêxteis

Rio de Janeiro
2009

Ludma Heliadora Thomé Ferreira

Modelos analítico e numérico para simulação de ensaios de arrancamento de geotêxteis



Dissertação apresentada ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Geotecnia.

Orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Co-orientador (es): Denise Maria Soares Gerscovich

Rio de Janeiro

2009

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/CTCB

F383 FERREIRA, Ludma Heliodora Thomé.
Modelos Analítico e numérico para simulação de ensaios de arrancamento
de geotêxteis./ Ludma Heliodora Thomé Ferreira. – 2009.
135f.

Orientador : Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.
Co-orientador: Denise Maria Soares Gerscovich.

Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro,
Faculdade de Engenharia.

1.Geossintéticos. 2.Modelos matemáticos - Teses. I. Sieira, Ana
Cristina Castro Fontenla. II. Gerscovich, Denise Maria Soares.
III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de
Engenharia. IV. Título.

CDU 624.13

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta dissertação.

Assinatura

Data

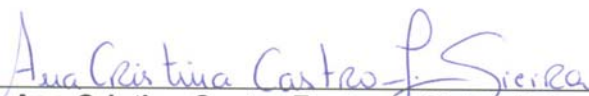
Ludma Heliodora Thomé Ferreira

Modelos Analítico e Numérico para Simulação de Ensaios de Arrancamento de Geotêxteis

Dissertação apresentada, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre, ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, em Engenharia Civil. Ênfase: Geotecnia.

Aprovado em 29 de maio 2009

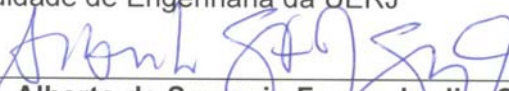
Banca Examinadora:



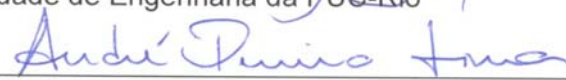
Prof.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, DSc. – Orientadora
Faculdade de Engenharia da UERJ



Prof.^a Denise Maria Soares Gerscovich, DSc. – Co-Orientadora
Faculdade de Engenharia da UERJ



Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, PhD.
Faculdade de Engenharia da PUC-Rio



Prof. André Pereira Lima, DSc.
Faculdade de Engenharia da UVA



Prof. Marcus Peigas Pacheco, PhD.
Faculdade de Engenharia da UERJ

Rio de Janeiro
2009

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao Oswaldo e ao Lincoln Homero, por acreditarem desde sempre e pelo apoio dado durante todos esses anos; e à Clara - meu melhor projeto executivo - pelo seu carinho e compreensão quando me faltava tempo de ser mãe.

AGRADECIMENTOS

Ao meu marido e à minha filha que fizeram comigo este mestrado, suportando-me em todas as fases.

Ao meu irmão Lincoln Homero pela confiança dedicada a esta Mana, à Andréa (Deinha) pela sua crença incondicional nesta autora.

À Adriana Boueri e ao Rogério Cyrillo, amigos de CCC, por confiarem ininterruptamente, por me ouvirem e pela torcida.

Aos amigos José Bernardino, Luciano Jacques, Sílio Carlos pelas várias cartas de recomendação/apresentação.

À minha orientadora Prof^a. Ana Cristina pela sua orientação, por toda a sua ajuda, enorme paciência, amizade, companheirismo e generosidade durante a realização deste trabalho.

À minha co-orientadora Prof^a. Denise pela oportunidade de ingressar no mestrado e pelas suas observações técnicas durante a fase da dissertação.

Prof^a Bernadete por seus ensinamentos valiosos e seu carinho.

Não poderia esquecer o Prof. José Guilherme pelo seu apreço.

Aos meus amigos de curso e de sala de estudos que muito contribuíram para tornar agradável a jornada dos créditos e dissertação, João, Marcos, Daniel, Juliano, Jeffson e Anderson.

Ao Dr. Leandro, por seus conselhos e pelo incentivo efetivo dado durante todos esses anos.

*“Conhecimento não é aquilo que você sabe,
mas o que você faz com aquilo que sabe”*

Aldous Huxley

RESUMO

FERREIRA, Ludma Heliadora Thomé. *Modelos analítico e numérico para simulação de ensaios de arrancamento de geotêxteis*. Rio de Janeiro, 2009. 135p. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

Um aspecto particular no dimensionamento de maciços reforçados com geossintéticos consiste na análise da estabilidade interna. A ruptura interna pode ocorrer quando as solicitações impostas ao elemento de reforço superam a resistência à tração, ou quando ocorre o arrancamento do reforço da massa de solo, por ancoragem insuficiente. A distribuição das deformações e das tensões ao longo do comprimento enterrado do reforço não é uniforme, e este aspecto não é considerado no dimensionamento. Desta forma, modelos analíticos e numéricos aparecem como alternativas capazes de reduzir incertezas no dimensionamento de maciços reforçados, permitindo a adoção de soluções menos conservativas. O presente trabalho propõe um modelo analítico para a reprodução do mecanismo de transferência de esforços e deslocamentos ao longo do comprimento de geotêxteis sob condição de arrancamento, e apresenta a modelagem numérica de ensaios de arrancamento, fazendo uso do programa Plaxis, de elementos finitos. A partir dos resultados de um extenso programa experimental de ensaios de arrancamento instrumentados, em geotêxteis (Espinoza,2000), os modelos analítico e numérico foram validados e discutidos. Posteriormente, apresenta-se a simulação de um ensaio de arrancamento hipotético fazendo uso de ambos os modelos. Os resultados sugerem que os modelos analítico e numérico foram adequados na previsão dos esforços, deformações e deslocamentos ao longo do comprimento de geotêxteis em solicitações de arrancamento. Observou-se um melhor ajuste entre as previsões do modelo analítico e os resultados experimentais, justificado pela adoção do modelo não linear para o elemento geotêxtil. A distribuição de esforços e deslocamentos ao longo de geotêxteis é complexa, e a boa concordância dos modelos com os resultados experimentais reforça a potencialidade dos modelos para uso futuro.

Palavras-chave: Ensaios de arrancamento. Modelo analítico. Simulação numérica.

ABSTRACT

The internal stability analysis is a particular aspect in the design of reinforced soil with geotextiles. Internal failure may occur when the stresses transmitted to the reinforcing element exceeds the tensile strength or when it is pulled out, due to insufficient anchorage. The stress strain distribution along the embedded length of the reinforcement is not uniform, and this condition is not incorporated in the design. Thus, analytical and numerical models appear as alternatives to reduce uncertainties in the design of reinforced soil structures, allowing the adoption of less conservative solutions. The present research proposes an analytical model that reproduces load transfer mechanism and displacements along the length of geotextiles under pullout condition, and also presents a numerical simulation of pullout tests, making use of Plaxis FEM program. Based on the results of an extensive program of pullout tests in instrumented samples of geotextiles (Espinoza, 2000), the analytical and numerical models were validated and discussed. The simulation of a hypothetical pullout test making use of both models is also presented. The results suggest that the analytical and numerical models are suitable to predict loads, strains and displacements along the geotextiles length, submitted to pullout. The analytical model provided a better fit for the experimental results, since it incorporates a non-linear behavior for the geotextile. The distribution of loads and displacements along the geotextiles is complex, and the good agreement between the models and the experimental results emphasizes the capability of the models for further use.

Keywords: Pullout tests. Analytical model. Numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Tipos de geotêxteis tecidos (Koerner, 2005)	7
Figura 1.2. Geotêxteis não-tecidos (Koerner, 2005).....	8
Figura 1.3. Arranjo básico do ensaio de arrancamento em laboratório.....	9
Figura 1.4. Mobilização da resistência em geotêxteis.....	10
Figura 1.5. Procedimento adotado em ensaios de arrancamento para minimizar o volume de solo (Sieira, 2003).....	13
Figura 1.6. Resultados típicos de ensaios de arrancamento (Palmeira, 1991).....	14
Figura 1.7. Resultados típicos de instrumentação de ensaios de arrancamento (Sieira, 2003).....	15
Figura 1.8. Sequência de eventos durante o arrancamento de reforços planares (Adaptado de Abramento e Whittle, 1995).....	18
Figura 1.9. Forças e deformação em um elemento diferencial de reforço, dx. (Adaptado de Sobhi e Wu, 1996).....	21
Figura 1.10. Modelo de transferência de carga (Adaptado de Sieira et al, 2009).....	23
Figura 1.11. Deslocamento vs força aplicada: a) ensaios de arrancamento; b) análises numéricas (Wu e Helwany, 1987).....	26
Figura 1.12. Simulação do ensaio de arrancamento por elementos finitos (Adaptado de Chan et al. 1993).....	26
Figura 1.13. Geometria da simulação do ensaio de arrancamento (Becker, 2006).....	28
Figura 1.14. Deslocamentos horizontais da geogrelha após o carregamento.....	29
Figura 1.15. Resultados previstos e medidos: ensaios de arrancamento com geotêxtil (Dias e Palmeira, 2007).....	29
Figura 2.1. Exemplos de problemas (Brinkgreve, 2002).....	32
Figura 2.2. Convenções de sinais para tensões (Brinkgreve, 2002).....	34
Figura 2.3. Curvas tensão vs deformação de modelos elasto-plástico (Ortigão, 2007).....	36
Figura 2.4. Ilustração do conceito de dilatação (Ortigão, 2007).....	36
Figura 2.5. Relação hiperbólica: Ensaio triaxial drenado, Brinkgreve (2002).....	38
Figura 2.6. Corte longitudinal esquemático do ensaio padrão.....	40
Figura 2.7. Modelo geométrico: Simulação do ensaio de arrancamento.....	41
Figura 2.8. Influência da tensão confinante: Previsão da força de arrancamento.....	43
Figura 2.9. Influência da tensão confinante: Deslocamentos ao longo do reforço no instante da ruptura.....	44
Figura 2.10. Distribuição da tensão normal ao longo do reforço no instante da ruptura.....	44
Figura 2.11. Mobilização do ângulo de atrito na interface ao longo do reforço na ruptura.....	45
Figura 2.12. Envoltória de resistência na interface prevista numericamente.....	46
Figura 2.13 Mobilização do ângulo de atrito da interface durante o ensaio.....	46
Figura 2.13. Mobilização do ângulo de atrito da interface durante o ensaio.....	46
Figura 2.14. Influência do comprimento do geotêxtil: Previsão da força de arrancamento.....	47

Figura 2.15. Influência do comprimento do geotêxtil: Distribuição dos deslocamentos no instante da ruptura.....	48
Figura 2.16. Influência do comprimento do reforço na força de arrancamento	49
Figura 2.17. Influência do comprimento do reforço: Deslocamentos frontais.....	49
Figura 2.18. Influência da rigidez: Deslocamentos horizontais ao longo do reforço no instante da ruptura.....	50
Figura 2.19. Influência da Rigidez: Deslocamentos horizontais no instante da ruptura.....	51
Figura 2.20. Influência da Rigidez: Esforços de tração ao longo do reforço na ruptura.....	52
Figura 2.21. Influência da interface solo-geossintético: Deslocamentos horizontais ao longo do reforço.....	53
Figura 2.22. Influência da interface solo-geossintético: Previsão da força de arrancamento.....	54
Figura 2.23. Influência da interface solo-parede: Distribuição da força de arrancamento.....	55
Figura 2.24. Interface solo-parede: Tensão normal no reforço e tensões totais.....	56
Figura 3.1. Esquema do equipamento de arrancamento (Castro, 1999).....	58
Figura 3.2. Corte esquemático da caixa de ensaio.....	58
Figura 3.3. Ensaios triaxiais tipo CD – Solo arenoso (Sieira, 2003).....	60
Figura 3.4. Envoltória de resistência do solo arenoso.....	60
Figura 3.5. Ensaios de tração simples fornecidos pelos fabricantes.....	61
Figura 3.6. Instrumentação dos ensaios de arrancamento.....	62
Figura 3.7. Resultado típico de um ensaio de arrancamento (Espinoza, 2000).....	64
Figura 3.8. Distribuição dos esforços de tração ao longo do reforço (Espinoza, 2000).....	65
Figura 4.1. Modelo reológico de transferência de carga para geotêxteis.....	67
Figura 4.2. Não linearidade da curva força vs deformação de geotêxteis sob tração simples.....	68
Figura 4.3. Não linearidade da curva tensão cisalhante vs deslocamento horizontal do solo em ensaios de cisalhamento <i>direto</i>	68
Figura 4.4. Processo sequencial de cálculo.....	70
Figura 4.5. Modelagem hiperbólica dos ensaios de cisalhamento direto.....	72
Figura 4.6. Tração Simples- Geotêxtil GA.....	74
Figura 4.7. Tração Simples- Geotêxtil GB.....	75
Figura 4.8. Malha de Elementos Finitos utilizada na simulação do ensaio de arrancamento.....	77
Figura 4.9. Modelagem hiperbólica dos ensaios triaxiais	79
Figura 5.1. Determinação das deformações a partir do modelo analítico.....	82
Figura 5.2. Resultados GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$	83
Figura 5.3. Diferença entre os modelos constitutivos representativos do geotêxtil GA.....	85
Figura 5.4. Deformações previstas e medidas GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$ e $85\%F_{\text{máx}}$	85
Figura 5.5. Resultados da instrumentação GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$	86
Figura 5.6. Deformações previstas com o modelo analítico GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$	87
Figura 5.7. Resultados GA: $\sigma_c = 25\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$	88
Figura 5.8. Resultados GA: $\sigma_c = 12,5\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$	90
Figura 5.9. Resultados GB: $\sigma_c = 50\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$	92

Figura 5.10. Resultados GB: $\sigma_c = 100\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$	93
Figura 5.11. Deformações previstas e medidas GA: diferentes níveis de confinamento.....	94
Figura 5.12. Deformações previstas e medidas: Influência da rigidez do reforço.....	95
Figura 5.13. Deslocamentos internos previstos e medidos: Influência da rigidez.....	96
Figura 5.14. Esforços de tração medidos e previstos: Influência da rigidez.....	97
Figura 5.15. Mobilização das forças de tração: GA e GB sob $\sigma_c=50\text{kPa}$	97
Figura 5.16. Comparação entre os diferentes elementos de mola: $\sigma_c = 50\text{kPa}$	98
Figura 5.17. Envoltória de força de arrancamento na ruptura.....	101
Figura 5.18. Envoltória de deslocamentos frontais na ruptura.....	101
Figura 5.19. Simulação: Ensaio de arrancamento GA sob $\sigma_c=30\text{kPa}$	102
Figura 5.20. Previsão da força de arrancamento: GA sob $\sigma_c=30\text{kPa}$	103
Figura 5.21. Malha deformada: Deslocamentos horizontais previstos pelo Plaxis.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-1 - Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (Vertematti, 2004).....	6
Tabela 1-2 - Equipamentos de arrancamento (Adaptado de Becker 2006).....	12
Tabela 1-3 - Características de alguns modelos analíticos reportados na literatura.....	16
Tabela 1-4- Simulações numéricas de ensaios de arrancamento.....	25
Tabela 2-1 - Modelos constitutivos e parâmetros adotados.....	42
Tabela 2-2 - Análises paramétricas para os ensaios de arrancamento.....	42
Tabela 3-1 - Caracterização do solo arenoso.....	59
Tabela 3-2 - Características físicas e mecânicas dos geotêxteis.....	61
Tabela 3-3 - Valores da força de arrancamento na ruptura.....	63
Tabela 3-4 - Parâmetros de resistência na interface (Espinoza, 2000).....	65
Tabela 4-1 - Parâmetros A e B do solo arenoso.....	72
Tabela 4-2 - Parâmetro β para distintos níveis de tensão normal.....	73
Tabela 4-3 - Parâmetros a e b dos geotêxteis GA e GB.....	76
Tabela 4-4 - Parâmetros representativos dos geotêxteis e das paredes da caixa.....	78
Tabela 4-5 - Parâmetros da interface.....	78
Tabela 4.6 - Parâmetros do modelo <i>Hardening Soil</i>	80

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
CEDEX	Centro de Experimentación de Obras Publicas

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área plana total da geogrelha
a	Parâmetro hiperbólico associado ao reforço
A	Parâmetro hiperbólico associado ao solo
A_p	Área da seção transversal de punção
A_{pi}	Área plana do elemento i
A_{si}	Área da seção do elemento i
B	Largura da geogrelha
b	Parâmetro hiperbólico associado ao reforço
B	Parâmetro hiperbólico associado ao solo
c'	Coesão do solo
c_a	Adesão na interface solo/reforço
CC	Coefficiente de curvatura
CNU	Coefficiente de não uniformidade
d	Distância entre 2 pontos adjacentes (i e i+1).
D_{10}	Diâmetro efetivo do solo
D_{50}	Diâmetro abaixo do qual se situam 50% em peso das partículas
D_h	Deslocamento horizontal
D_R	Densidade relativa
dx	Elemento infinitesimal
E	Módulo de deformabilidade
e	Espessura da placa
E_{50}	Módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura
E_{50}^{ref}	Módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura para uma tensão confinante de referência
E_{ur}^{ref}	Módulo de descarregamento/recarregamento correspondente a uma tensão confinante de referência
E_{oed}	Módulo oedométrico
E_{oed}^{ref}	Módulo oedométrico correspondente a uma tensão confinante de referência
EA	Rigidez axial do reforço
E_ϕ	Eficiência da interface
f	Coefficiente de atrito entre o solo e o reforço

F	Força de arrancamento aplicada no reforço
F_a	Força de arrancamento correspondente à adesão mobilizada na interface solo-geogrelha
F_i	Força de tração aplicada no nó i
$F_{i, i+1}$	Força de tração atuante entre os pontos (i) e $(i+1)$
F_{i+1}	Força aplicada no elemento $(i+1)$
$F_{i-1, i}$	Força de tração atuante entre os pontos $(i-1)$ e (i)
F_p	Força referente ao empuxo passivo
F_{sg}	Força de arrancamento correspondente ao atrito mobilizado na interface solo-geogrelha
F_t	Força de arrancamento total
G_s	Densidade dos grãos
i	i -ésimo ponto da geogrelha
K	Coefficiente de proporcionalidade entre a força e a deformação
k	Fator de resistência passiva
k_{ri}	Rigidez inicial do reforço
k_{st}	Rigidez real da interface
L	Comprimento enterrado do reforço
l	Comprimento do elemento
m	Módulo expoente do modelo Hardening Soil
N_c	Coefficiente de capacidade de carga ou de punção
P	Força de arrancamento
P_{max}	Força máxima de arrancamento
p_{ref}	Tensão confinante de referência
q_a	Valor da assíntota da resistência ao cisalhamento
R	Rigidez relativa
R_{int}	Fator de correção da resistência ao cisalhamento do solo
T	Força de tração no arrancamento
t	Espessura inicial do reforço
T_1	Força por unidade de largura em uma das extremidades do elemento infinitesimal
T_2	Força por unidade de largura em uma das extremidades do elemento infinitesimal

x	Ponto do reforço
X_i	Deslocamento do i -ésimo ponto da geogrelha
x_i	Deslocamento do nó i
x_{i+1}	Deslocamento horizontal do elemento $(i+1)$.
z	Altura de camada de solo sobre o geotêxtil
α_s	Porcentagem de área sólida da geogrelha
β	Fator de tensão de interface
δ	Ângulo de atrito da interface solo/reforço
ε	Deformação
$\varepsilon_{i, i+1}$	Deformação entre dois pontos adjacentes (i e $i+1$)
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
γ	Peso específico do solo
ν	Coefficiente de Poisson
σ_3	Tensão confinante
σ_n	Tensão normal atuante no nível do reforço
$\overline{\sigma_n}$	Tensão normal média
τ	Tensão cisalhante do solo
τ_i	Resistência ao arrancamento
τ_S	Tensão cisalhante do solo
τ_{SG}	Resistência ao cisalhamento da interface solo/reforço
τ_u	Resistência ao cisalhamento do solo na ruptura
ψ	Ângulo de dilatância

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	1
Generalidades	1
Objetivos e Metodologia.....	2
Estrutura da Dissertação	3
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
1.1 Geossintéticos	5
1.2 Ensaios de Arrancamento	8
1.2.1 <u>Descrição</u>	8
1.2.2 <u>Programas Experimentais</u>	11
1.2.3 <u>Modelos Analíticos</u>	15
1.2.4 <u>Modelagem Numérica</u>	25
1.3 Considerações Finais	30
2 FERRAMENTA COMPUTACIONAL E ANÁLISES PRELIMINARES	31
2.1 Introdução	31
2.2 Ferramenta Numérica: Programa Computacional Plaxis.....	31
2.2.1 <u>Estrutura do Programa</u>	32
2.2.2 <u>Modelos Constitutivos</u>	34
2.2.3 <u>Modelo Mohr-Coulomb</u>	35
2.2.4 <u>Modelo Hardening Soil</u>	37
2.2.5 <u>Interface</u>	39
2.3 Verificações Preliminares: Análises Paramétricas	40
2.4 Descrição do Ensaio Padrão	40

2.5	Influência da Tensão Confinante	42
2.6	Influência do Comprimento do Geotêxtil.....	47
2.7	Influência da Rigidez do Geotêxtil.....	50
2.8	Influência da Interface Solo-Geotêxtil.....	52
2.9	Influência da Interface Solo-Parede	54
2.10	Considerações Finais	56
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL ANALISADO	57
3.1	Descrição do Equipamento e Procedimento de Ensaio	57
3.2	Caracterização dos Materiais	59
3.2.1	<u>Solo Arenoso</u>	59
3.2.2	<u>Geotêxteis</u>	60
3.3	Detalhes da Instrumentação	61
3.4	Programa de Ensaios.....	62
3.5	Considerações Finais	65
4	DESCRIZAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICO E NUMÉRICO	66
4.1	Introdução	66
4.2	Modelo Analítico.....	66
4.2.1	<u>Descrição do Modelo.....</u>	66
4.2.2	<u>Processo de Cálculo.....</u>	69
4.2.3	<u>Obtenção dos Parâmetros do Modelo.....</u>	71
4.3	Modelo Numérico	76
4.3.1	<u>Geometria, Condições de Contorno e Geração da Malha</u>	76
4.3.2	<u>Modelos Constitutivos e Parâmetros dos Materiais</u>	77
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS ANALÍTICO E NUMÉRICO.....	81

5.1	Introdução	81
5.2	Metodologia Adotada na Interpretação dos Ensaios de Laboratório e dos Resultados Fornecidos pelos Modelos Analítico e Numérico	81
5.3	Reprodução dos Ensaios com o Geotêxtil GA.....	82
5.4	Reprodução dos Ensaios com o Geotêxtil GB.....	91
5.5	Influência da Tensão Confinante	94
5.6	Influência da Rigidez do Reforço	95
5.7	Influência do Modelo Constitutivo Adotado para o Geotêxtil	97
5.8	Aplicação dos Modelos Analítico e Numérico para Previsão do Comportamento de Geotêxtil sob Condição de Arrancamento.....	99
5.9	Considerações Finais	104
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	105
6.1	Introdução	105
6.2	Conclusões	105
6.2.1	<u>Referentes ao Estudo Paramétrico.....</u>	105
6.2.2	<u>Referentes aos Modelos Analítico e Numérico</u>	106
6.3	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	107
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108

INTRODUÇÃO

Generalidades

A adoção de materiais naturais na estabilização e melhoramento dos solos é prática comum desde 3.000a.C. Os babilônios embutiam fibras resistentes na construção dos zigurates (Aguiar e Vertematti, 2004), e os romanos introduziam troncos de madeira.

Vidal (1966) desenvolveu e patenteou o sistema “Terra Armada”, que consiste na introdução de tiras de aço como elementos de reforço de solos compactados. A partir daí, o conceito de solo reforçado avançou rapidamente, com a adoção de novos tipos de inclusões.

As inclusões sintéticas surgiram na década de 50, e as primeiras aplicações de geotêxteis no Brasil ocorreram em 1971, principalmente em obras rodoviárias, como elementos de reforço de aterros sobre solos moles. Desde então, a aplicabilidade de geossintéticos em obras de contenção e reforço vem aumentando gradativamente. Dentre os geossintéticos mais utilizados como elementos de reforço destacam-se os geotêxteis e as geogrelhas.

A compreensão do fenômeno de interação entre o solo e o geossintético é um fator importante para o projeto de estruturas de solo reforçado, que requer o conhecimento dos parâmetros de resistência da interface.

Atualmente, os ensaios de laboratório mais utilizados para a obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geossintético são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto. Estes dois ensaios diferem basicamente pela forma com que os esforços são aplicados, pelas condições de contorno e pelas trajetórias de tensão (Palmeira e Milligan, 1989).

Autores como Palmeira (1989) e Chistopher e Berg (1990) consideram o ensaio de arrancamento como o mais indicado para obter os parâmetros de interface, em particular para a análise de condições de ancoragem de obras de reforço de solo. Segundo Sieira et al (2002), os mecanismos de interação solo/geossintético são complexos, e dependem tanto da natureza do reforço quanto da natureza do solo. Palmeira (2001) comenta que, caso os parâmetros de interface

não sejam determinados de forma acurada, rupturas podem ocorrer ao longo das interfaces provocando prejuízos econômicos e ambientais.

Os parâmetros de resistência na interface são usualmente obtidos, ou definidos, a partir de ensaios de campo, ensaios de laboratório ou simulações analíticas ou numéricas.

Os ensaios de arrancamento de campo são mais representativos das condições reais. Contudo, estes ensaios apresentam maiores custos e requerem complexa infraestrutura para execução. Os ensaios de laboratório, por sua vez, apresentam menores custos e maior facilidade para execução, permitindo a variação/combinção de geossintéticos/solos e condições de contorno.

Ressalta-se que os ensaios de laboratório necessitam de tempo para execução, e requerem equipamentos adequados que simulem de forma satisfatória as condições de contorno de projeto, além dos problemas relacionados ao efeito de escala.

Simulações analíticas e numéricas confiáveis aparecem como uma alternativa que reúne baixo custo, rapidez, e permite estudar diferentes combinações solo-geossintético e condições de contorno diversas. A partir de um modelo validado, é possível definir parâmetros necessários para um projeto geotécnico tecnicamente seguro. Além disso, as simulações constituem um recurso complementar para compreensão do comportamento tensão *versus* deformação de geossintéticos inseridos em uma massa de solo. Portanto, destaca-se aqui a importância do estudo de métodos analíticos e numéricos na simulação de ensaios de arrancamento como ferramentas úteis em várias etapas de projeto como pré-dimensionamento, dimensionamento, acompanhamento e previsão do comportamento de maciços de solo reforçado.

Objetivos e Metodologia

Villard (2002) afirma que, para a validação e utilização de métodos analíticos e numéricos, é requerido um conjunto de dados confiáveis para a alimentação do modelo que inclui medidas acuradas obtidas por ensaios de laboratório ou campo para a calibração do modelo.

O presente trabalho apresenta a validação de um modelo analítico e de um modelo numérico para simulações de ensaios de arrancamento com geotêxteis. Este trabalho foi realizado com base no programa experimental apresentado por Espinoza (2000), que consistiu em uma série de ensaios de arrancamento instrumentados com geotêxteis.

Foi adotada a seguinte metodologia:

- Execução de análises paramétricas de forma a adquirir confiança e domínio do programa computacional adotado;
- Tratamento dos dados de laboratório (Espinoza, 2000), para simulação numérica dos ensaios de arrancamento. Nesta etapa, foi realizada uma análise criteriosa do programa experimental, de forma a obter parâmetros de entrada confiáveis para a alimentação do programa, bem como a reprodução das condições de contorno de ensaio;
- Desenvolvimento do modelo analítico para geotêxteis, com base no modelo desenvolvido por Sieira et al (2006) para geogrelhas;
- Comparação entre os resultados dos modelos analítico e numérico com os resultados do monitoramento das deformações e dos esforços de tração ao longo de geotêxteis submetidos ao arrancamento;

Estrutura da Dissertação

A introdução apresentou a motivação para o desenvolvimento desta pesquisa e os principais objetivos do presente trabalho. Os parágrafos subsequentes apresentam uma pequena descrição do conteúdo de cada capítulo.

O Capítulo 1 apresenta uma revisão bibliográfica, constando de uma breve descrição dos geossintéticos, com ênfase no tipo geotêxtil, que é o objeto de estudo. Descreve os ensaios de arrancamento e reúne uma coletânea de programas experimentais de laboratório, de modelos analíticos e de simulações numéricas, reportados na literatura.

No Capítulo 2, apresenta-se a ferramenta numérica utilizada. Aspectos relativos ao programa computacional Plaxis, como condições de contorno, modelos constitutivos e processos de cálculo são abordados. Este capítulo apresenta, ainda,

análises paramétricas que serviram para adquirir confiança na ferramenta numérica, em simulações de arrancamento. Faz-se uma descrição sucinta de um ensaio padrão de arrancamento, apresentando-se, posteriormente, estudos paramétricos que permitiram avaliar a influência de fatores como: tensão normal, comprimento e rigidez do reforço, interface solo/reforço e rugosidade da caixa de ensaio na resposta ao arrancamento.

O Capítulo 3 aborda o programa experimental que serviu para a calibração dos modelos (Espinoza, 2000). Apresenta-se o equipamento de arrancamento e os detalhes da instrumentação, além da caracterização dos materiais envolvidos (geotêxteis e solo).

O Capítulo 4 descreve o modelo analítico elaborado para a reprodução do mecanismo de transferência de esforços e deslocamentos ao longo do comprimento de geotêxteis, sob condição de arrancamento, e a simulação numérica dos ensaios de arrancamento de Espinoza (2000).

No Capítulo 5, os resultados previstos pelos modelos analítico e numérico são comparados aos resultados experimentais, discutindo as distribuições de deformações, deslocamentos e esforços de tração ao longo do comprimento do geotêxtil. No final do capítulo, é executada a simulação de um ensaio de arrancamento hipotético, para exemplificar a aplicabilidade dos modelos propostos.

No Capítulo 6, são tecidas as considerações finais, reunindo as principais conclusões, e sugestões para futuras pesquisas.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo apresenta uma breve descrição dos geossintéticos, com ênfase no tipo geotêxtil, elemento de estudo desta dissertação.

Descreve-se o ensaio de arrancamento, os principais programas experimentais reportados na literatura, bem como modelos analíticos e numéricos desenvolvidos para reprodução do mecanismo de arrancamento de geossintéticos da massa de solo.

1.1 Geossintéticos

Define-se como geossintético o produto polimérico industrializado, desenvolvido para aplicação em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, entre as quais se destacam: reforço, filtração, drenagem, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial (NBR 12.553).

Geossintéticos são constituídos preferencialmente por polímeros sintéticos, derivados do petróleo, e em menor escala de aditivos, que adicionados aos processos de fabricação propiciam melhores condições de comportamento dos polímeros nas aplicações no âmbito da engenharia (Vertematti, 2004). Os principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos são os polietilenos, polipropilenos, poliésteres, poliamidas, entre outros. Atualmente, inúmeros trabalhos apresentam detalhadamente os diferentes polímeros (Koerner, 1998; Bueno, 2004).

Dentro de suas funções básicas, os geossintéticos têm sido adotados na engenharia geotécnica com dois intuitos principais: 1) melhoria de desempenho quanto à durabilidade e/ou estanqueidade, e 2) redução de custos quando comparados às soluções tradicionais (Koerner, 2005).

A Tabela 1-1 apresenta os principais geossintéticos e suas aplicações básicas usuais. Nota-se que, dentre os tipos, o mais versátil é o geotêxtil, por atuar em todas as aplicações, exceto em impermeabilização. Os geoespaçadores, geotubos e georredes são utilizados exclusivamente como elementos de drenagem, e as geogrelhas e geobarras como elementos de reforço de solo. Em aplicações de reforço e, conseqüentemente, solicitados ao arrancamento no campo, enquadram-se

os geotêxteis, as geogrelhas, os geocompostos, as geobarras, as geotiras e as geocélulas.

Tabela 1-1 - Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (Vertematti, 2004)

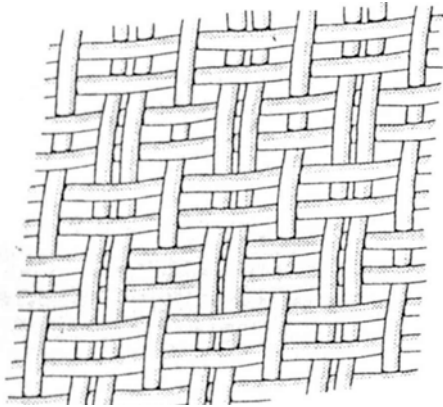
Geossintético	Aplicação						
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Geotêxtil	x	x	x	x	x		x
Geogrelhas	x						
Geomembranas					x	x	
Geocompostos	x		x			x	
Geobarras	x						
Geoespaçadores			x				
Geotiras	x						
Georredes			x				
Geotubos			x				
Geomantas						x	x
Geocélulas	x						x

(1) Reforço; (2) Filtração; (3) Drenagem; (4) Proteção; (5) Separação; (6) Impermeabilização ;
(7) Controle de Erosão

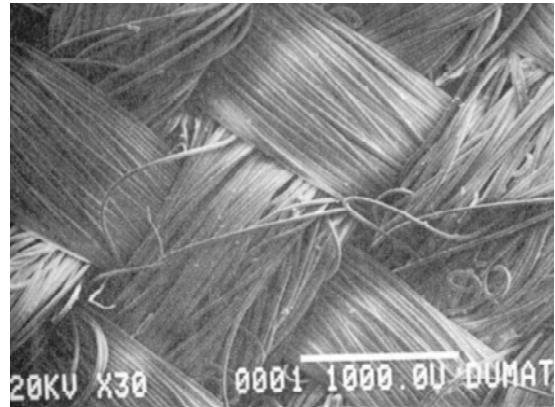
O presente trabalho tem como foco principal o geotêxtil como elemento de reforço. Assim sendo, este tipo de geossintético é abordado mais detalhadamente neste capítulo. Detalhes sobre os demais tipos geossintéticos podem ser encontrados em Koerner (1998), e Aguiar e Vertematti (2004).

De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser classificados como tecidos (ou agulhados) e não-tecidos.

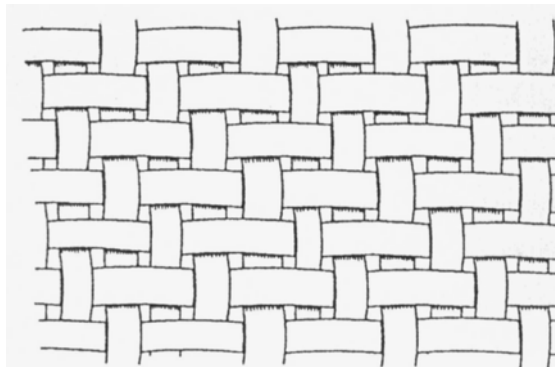
Os geotêxteis tecidos são obtidos a partir do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais de fabricação, denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal). A Figura 1.1 mostra os tipos de geotêxteis tecidos. Estes materiais são usualmente produzidos pela associação das técnicas de tricotagem e tecelagem com o objetivo de aumentar a resistência do produto final.



a) Geotêxtil tecido com monofilamentos



b) Geotêxtil tecido com multifilamentos

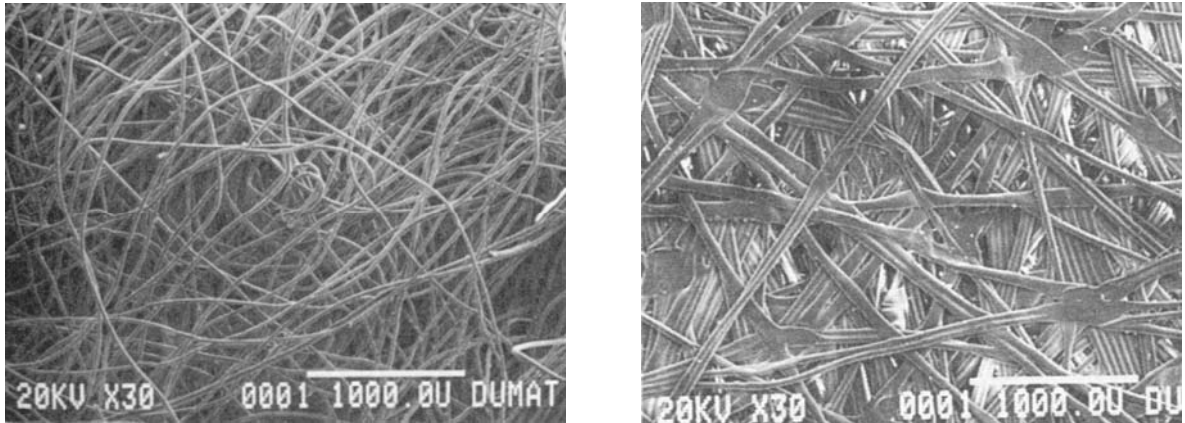


c) Geotêxtil tecido com laminetes

Figura 1.1. Tipos de geotêxteis tecidos (Koerner, 2005)

Os geotêxteis não tecidos são compostos por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos, dividindo-se em: agulhados, termoligados, ou resinados, respectivamente, como mostra a Figura 1.2.

A espessura dos geotêxteis varia em função do processo de fabricação. Geotêxteis tecidos apresentam espessura variável entre 1,0mm e 2,0mm, enquanto a espessura dos geotêxteis não tecidos varia entre 2,0mm e 5,0mm para geotêxteis agulhados; 0,5mm e 1,0mm para os termoligados; e 0,5mm e 3,0mm para os geotêxteis resinados.



(a) Geotêxtil não tecido agulhado

(b) Geotêxtil não tecido termoligado

Figura 1.2. Geotêxteis não-tecidos (Koerner, 2005)

1.2 Ensaio de Arrancamento

1.2.1 Descrição

Em linhas gerais, no ensaio de arrancamento extrai-se uma amostra de geossintético da massa de solo pela aplicação de um esforço de tração em uma das extremidades. Medem-se, além da força de arrancamento, o deslocamento na extremidade frontal do geossintético e a tensão normal na superfície ou próxima da interface no interior do solo (Bueno e Vilar, 2004). Em ensaios de arrancamento, é possível medir, também, os deslocamentos e as deformações em vários pontos ao longo do comprimento da amostra, desde que o ensaio seja devidamente instrumentado com medidores mecânicos de deslocamentos (*tell-tails*) e medidores de deformação (*strain-gages*).

Os ensaios de arrancamento, realizados em laboratório, são normalmente executados em equipamentos de cisalhamento direto modificados pela adição de uma garra que impõe os deslocamentos horizontais de arrancamento. A Figura 1.3 mostra o arranjo básico do ensaio de arrancamento em laboratório. A amostra de reforço é colocada entre duas camadas de solo compactado no interior de uma caixa de paredes rígidas. Sobre a camada superior de solo, é aplicada uma força normal constante. A força de arrancamento é aplicada na garra, conectada em uma das extremidades do geossintético. A garra impõe um movimento de tração no reforço e

o solo contrapõe-se a este movimento, gerando forças de cisalhamento entre o solo e o reforço. O ensaio é interrompido quando a força horizontal se estabiliza ou quando ocorre a ruptura do reforço por tração. Neste caso, o ensaio deve ser repetido com valores menores de tensão normal para possibilitar a determinação da resistência ao arrancamento do geossintético da massa de solo (Koutsourais et al,1998).

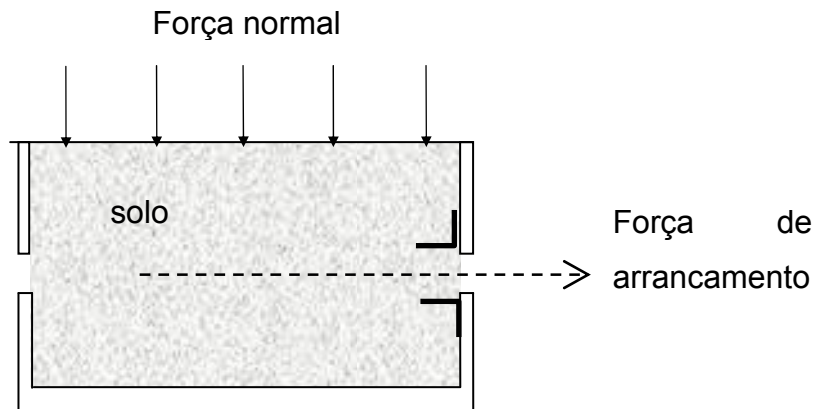


Figura 1.3. Arranjo básico do ensaio de arrancamento em laboratório

O ensaio de arrancamento deve ser realizado para, no mínimo, três valores diferentes de tensão normal, de modo a permitir a determinação de uma envoltória de resistência ao arrancamento.

A tensão de cisalhamento na interface é definida como a razão entre a força de arrancamento e a área da inclusão solicitada ao arrancamento, composta das duas faces da inclusão que estão em contato com solo.

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L} \quad (1)$$

onde: P = força de arrancamento; B = largura da inclusão ; L = comprimento enterrado da inclusão.

A difícil interpretação do ensaio de arrancamento deve-se aos inúmeros fatores que influenciam a resistência ao arrancamento da interface, dentre eles:

- Tipo de reforço (geogrelhas, geotêxteis, geomembranas, etc);

- Características físicas e mecânicas do reforço (estrutura polimérica, geometria, dimensões, resistência, rigidez);
- Características do solo (granulometria, natureza, estrutura, teor de umidade);
- Condições de contorno do ensaio (sistema de aplicação da tensão normal, sistema e velocidade de aplicação da força de arrancamento, dimensões do equipamento).

É interessante salientar que os geotêxteis, assim como as geomembranas, apresentam estrutura plana contínua bidimensional. Neste caso, a mobilização da resistência ao cisalhamento, em solicitações de arrancamento, é governada essencialmente pelo atrito e pela adesão na interface, como mostra a Figura 1.4. No caso de geogrelhas, existe ainda a parcela mobilizada nos elementos transversais da malha (Lopes, 1992), que, dependendo da geometria, apresenta valor significativo (Bergado et al, 1996; Sieira, 2003).



Figura 1.4. Mobilização da resistência em geotêxteis

No mecanismo de interação solo-geossintético, a deformabilidade do material de reforço desempenha um papel importante na transferência de esforços. O Capítulo 2 discute a influência da tensão normal, do comprimento e da rigidez do reforço, e dos parâmetros de interface solo/reforço e solo/caixa na resposta ao arrancamento, a partir de um estudo paramétrico.

1.2.2 . Programas Experimentais

O procedimento e o equipamento do ensaio de arrancamento não são normatizados apesar de sua relevância para a determinação dos parâmetros de interface. Em virtude da carência de normatização, vários pesquisadores desenvolveram estudos em equipamentos de arrancamento com caixas de diferentes dimensões e distintas formas de aplicação da força normal, além do monitoramento de grandezas distintas. A Tabela 1-2 reúne as características dos principais equipamentos reportados na literatura, juntamente com as medidas efetuadas. Observa-se que não existe consenso com relação às dimensões das caixas de ensaio, tendo sido observadas alturas variáveis entre 152mm e 1000mm, larguras de 200mm a 1000mm e comprimentos entre 250mm e 1530mm.

Juran et al (1988) advertem que os resultados dos ensaios de arrancamento podem ser significativamente afetados pelo uso de diferentes equipamentos, aos quais estão associados diferentes condições de contorno, diferentes procedimentos de ensaio e diferentes esquemas de colocação e densificação do solo.

Farrag et al (1993) consideram importante a realização de ensaios de arrancamento com espessuras de solo superiores a 0,30m, acima e abaixo do reforço. Para espessuras de solo acima deste valor, a influência da espessura na resistência ao arrancamento é praticamente desprezível.

O ensaio de arrancamento pode ser realizado com o preenchimento total da caixa de ensaio com solo, ou com o preenchimento parcial, de forma a minimizar o volume de solo necessário para a execução do ensaio. Neste caso, é possível utilizar um bloco rígido de metal na base da metade inferior da caixa e posterior preenchimento com solo. Este procedimento foi adotado por Castro (1999), Espinoza (2000) e Sieira (2003), e está ilustrado na Figura 1.5.

Tabela 1-2 - Equipamentos de arrancamento (Adaptado de Becker 2006)

Referência	Características dos Equipamentos				
	H (mm)	B (mm)	L (mm)	Sistema de Sobrecarga	Medidas Efetuadas
Ingold (1983)	300	285	500	Colchão de água	Força de arrancamento, deslocamentos e volume
Palmeira (1987)	1000	1000	1000	Colchão de água	Força de arrancamento e deslocamentos
Christopher e Berg (1990)	310	600	1220	Colchão de ar	Força de arrancamento e deslocamentos
Farrag et al (1993)	760	900	1520	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamento e velocidade
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamentos, deformação e dilatância
Alfaro et al (1995)	400	600	1500	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamento, deformação e dilatância
Chang et al (1995)	150	500	400	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e deformação
Lopes e Ladeira (1995)	600	1000	1530	Macacos hidráulicos	Força de arrancamento e deslocamentos
Ochiai et al. (1996)	200	400	600	Colchão de ar	Deslocamento frontal e força de arrancamento
Miyata (1996)	220	325	660	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e dilatância
Bakeer et al (1998)	152	610	610	Pistão pneumático	Deslocamento frontal e força de arrancamento
Castro (1999)	1000	1000	1000	Macacos hidráulicos	Força de arrancamento, deslocamentos e deformação
Teixeira e Bueno (1999)	500	700	1500	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e tensões no solo
Sugimoto et al. (2001)	625	300	680	Colchão de ar	Deslocamentos, força de arrancamento, força na face frontal, movimento do solo
Espinoza (2000)	1000	1000	1000	Macaco hidráulico	Deslocamentos, força de arrancamento e deformação
Teixeira (2003)	150	300	250	Colchão de ar	Força de arrancamento, deslocamento e tensões no solo
Nakamura et al. (2003)	200	200	500	Colchão de ar	Deslocamentos nos nós, força de arrancamento
Sieira (2003)	1000	1000	1000	Macaco hidráulico	Deslocamentos, força de arrancamento e deformação

Legenda: H = altura, B = largura, L = comprimento da caixa de ensaio

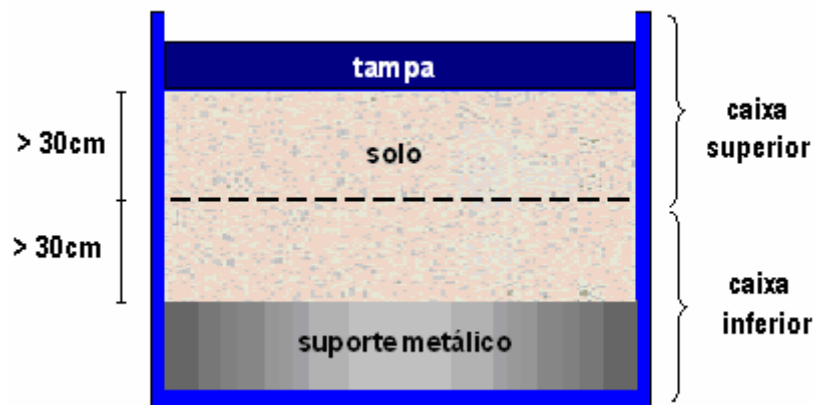


Figura 1.5. Procedimento adotado em ensaios de arrancamento para minimizar o volume de solo (Sieira, 2003)

Na Tabela 1-2 verifica-se, também, que a força de arrancamento e o deslocamento frontal são medidas comuns a todos os autores. Para reforços extensíveis, é importante o monitoramento dos deslocamentos ao longo da amostra para melhor compreensão do mecanismo de transferência de carga ao longo do reforço. No caso de geogrelhas, Koerner (2005) aconselha o monitoramento por meio de fios inextensíveis presos às junções da grelha.

Teixeira (2003) observa que na maioria dos ensaios, o confinamento é aplicado por meio de um colchão de ar inflável. Uma característica importante dessa técnica de simulação de sobrecarga é o fato do colchão flexível garantir uma distribuição uniforme da tensão normal sobre a superfície do solo.

Sugimoto et al. (2001) investigaram a influência da rigidez da parede frontal em ensaios de arrancamento com geogrelhas. Os autores observaram que paredes rígidas apresentam maior concentração de forças e deslocamentos no trecho inicial da geogrelha. Paredes flexíveis proporcionam maior distribuição das deformações ao longo da geogrelha.

Palmeira e Milligan (1989) sugerem a lubrificação das paredes internas da caixa de ensaio de forma a reduzir a influência da rugosidade das paredes nos resultados do ensaio.

O conhecimento da dilatância é também importante durante o ensaio de arrancamento, pois permite compreender o ganho de resistência ao arrancamento que ocorre com o impedimento da dilatância. Enfatiza-se que a dilatância é

inversamente proporcional à tensão normal (confinante) aplicada, ou seja, para menores tensões normais, o efeito da dilatância é maior (Lopes e Ladeira, 1996).

A velocidade do ensaio de arrancamento foi verificada por Rowe e Ho (1986), Lopes e Murtinho (1997), Lopes e Ladeira (1996). As pesquisas indicaram que o aumento da velocidade do ensaio proporciona um aumento da rigidez da interface e uma redução da capacidade de rearranjo dos grãos do solo, com conseqüente aumento da resistência ao arrancamento. Neste caso, os resultados podem ser contrários à segurança.

Resultados típicos de ensaios de arrancamento, realizados por Palmeira e Milligan (1990) estão apresentados na Figura 1.6. Os autores utilizaram dois geotêxteis, denominados A e B, com diferentes módulos de deformação, e uma placa rugosa rígida. Palmeira (1991) discute os resultados destes ensaios, constatando que reforços com baixos valores de módulo de deformação (Geotêxtil B) apresentam ruptura progressiva ao longo do seu comprimento.

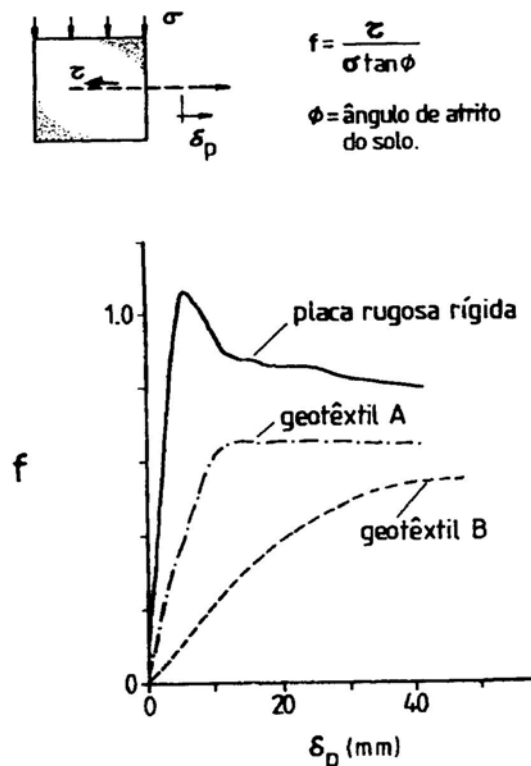


Figura 1.6. Resultados típicos de ensaios de arrancamento (Palmeira, 1991)

Sieira (2003) realizou uma extensa campanha de ensaios de arrancamento com geogrelhas. A instrumentação consistiu na instalação de medidores mecânicos

de deslocamentos (*tell-tails*) em distintos pontos ao longo do comprimento do reforço. A Figura 1.7 apresenta os deslocamentos medidos em um dos *tell-tails* instalados na geogrelha, em ensaios sob diferentes níveis de confinamento. Observa-se que o aumento da tensão normal inibe os deslocamentos internos, gerando altos esforços no ponto de aplicação da força de arrancamento. Como resultado, observa-se um aumento na resistência ao arrancamento. Conclusão semelhante foi reportada por Castro (1999) e Lopes e Ladeira (1996). Os autores comentam, também, que há um decréscimo dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço, com maiores valores no ponto de aplicação da força de arrancamento. Comportamento semelhante é observado em ensaios com geotêxteis (Espinoza, 2000), a partir do monitoramento das deformações com *strain-gages*, distribuídos ao longo do comprimento do reforço.

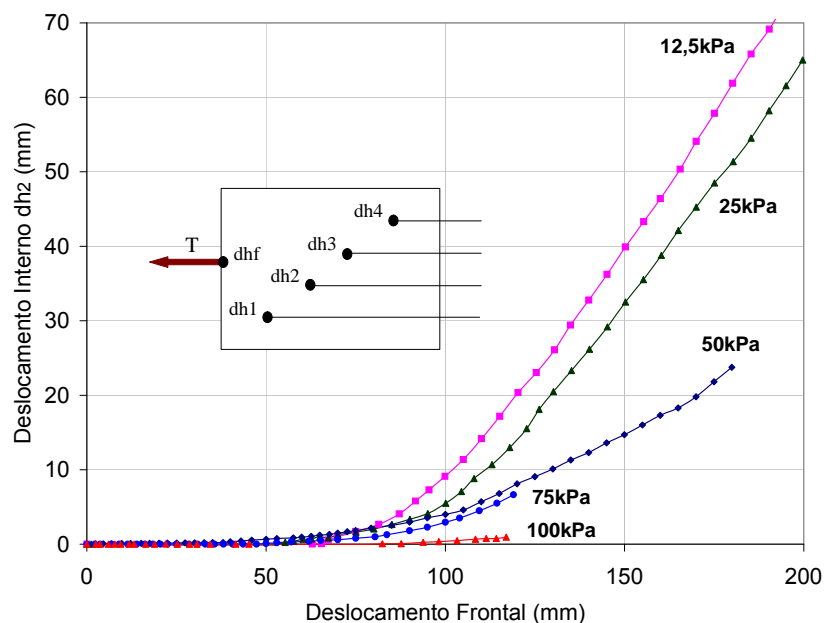


Figura 1.7. Resultados típicos de instrumentação de ensaios de arrancamento (Sieira, 2003)

1.2.3 Modelos Analíticos

Em solicitações de arrancamento, os esforços de tração no reforço concentram-se na extremidade tracionada e vão diminuindo gradativamente. Conseqüentemente, um processo progressivo de deformação se desenvolve ao longo do reforço (Juran e Chen, 1988; Saez, 1997).

Vários autores têm proposto modelos analíticos capazes de incorporar a perda de carga ao longo do comprimento da inclusão. A Tabela 1-3 reúne alguns modelos reportados na literatura, constando o tipo de geossintético, o tipo de solo, e as principais características do modelo. Observa-se que a maioria foi desenvolvida para geogrelhas, tendo em vista a complexidade do comportamento deste tipo de geossintético em solicitações de arrancamento.

Tabela 1-3 - Características de alguns modelos analíticos reportados na literatura

Referência	Geossintético	Solo	Principais características
Beech (1987)	Geogrelha	Areia	Elemento reológico, composto de mola e atrito
Bergado e Chai (1994)	Geogrelha	Diversos	Inclusão da parcela de capacidade de carga
Costalonga e Kuwajima (1995)	Geogrelha	Areia	Elemento reológico, composto de mola, atrito e parcela passiva
Abramento e Whittle (1995)	Geotêxtil	Areia	Mobilização da força e do deslocamento dividida em 4 fases
Ochiai et al (1996)	Geogrelha	Areia	Método da mobilização progressiva e método da resistência média
Sobhi e Wu (1996)	Geotêxtil	Areia	Determinação de deslocamentos internos e esforços
Teixeira e Bueno (1999)	Geogrelha	Areia	Função resistência ao cisalhamento obtida a partir da função deslocamento
Moraci e Gioffré (2005)	Geogrelha	Areia	Consideração da extensibilidade, geometria e não linearidade do reforço
Sieira et al (2009)	Geogrelha	Areia / Silte Argiloso	Elemento reológico, composto de mola, atrito, e parcela passiva

Beech (1987) simula numericamente a geogrelha em uma série de elementos reológicos montados em linha, considerando a não linearidade dos materiais através de funções hiperbólicas. Isso é feito assumindo que cada unidade reológica é formada por um elemento de atrito e um elemento de mola. O elemento de atrito representa a resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geogrelha, e o elemento de mola representa a deformabilidade da geogrelha. Desta forma, durante o ensaio de arrancamento, é possível verificar a diminuição dos esforços transmitidos entre as unidades reológicas, assim como a deformação e o deslocamento ao longo da geogrelha.

No modelo de interação, consideram-se 2 mecanismos: cisalhamento da interface solo-geogrelha e puncionamento dos elementos de ancoragem. A equação 2 permite determinar a força máxima de arrancamento:

$$P_{\max} = 2 \cdot \tau_u \cdot A \cdot \alpha_s \cdot \beta + \tau_u \cdot A_p \cdot N_c \quad (2)$$

onde: τ = tensão cisalhante do solo; A = área plana total da geogrelha; α_s = porcentagem de área sólida da geogrelha; β = fator de tensão de interface; A_p = área da seção transversal de puncionamento; N_c = coeficiente de capacidade de carga ou de puncionamento.

O fator de tensão de interface β é função da área da superfície da geogrelha embutida em solo, da rugosidade da superfície da geogrelha e da tensão normal.

Para o coeficiente de capacidade de carga (N_c), cálculos baseados em expansão de cavidades sugerem que, em aterros compactados, o uso de $N_c=7,5$ é apropriado (Palmeira e Milligan, 1989). O mesmo valor é também sugerido por Ingold (1980) e Ingold (1983).

Adverte-se que, para os geotêxteis, a segunda parcela da equação 2, referente ao puncionamento, não existe já que o mecanismo de interação solo/reforço é basicamente friccional e ainda a porcentagem de área sólida (α_s) é igual a unidade (1,0), tendo em vista que a área sólida é igual à área total. Deste modo, no caso de geotêxteis, reescreve-se a equação (2) como

$$P_{\max} = 2 \cdot \tau_u \cdot A \cdot \beta \quad (3)$$

onde: τ_u = tensão cisalhante do solo; A = área plana total do reforço; β = fator de tensão de interface.

Bergado e Chai (1994) idealizaram um modelo para prever a resistência ao arrancamento de grelhas poliméricas. Os autores expressaram a influência da rigidez e da razão entre o espaçamento (S) e o diâmetro (D) dos membros de ancoragem (S/D) por meio de formulação hiperbólica. A capacidade de carga foi incorporada ao cálculo da força máxima de arrancamento. O modelo permite a determinação do deslocamento necessário para a mobilização da resistência ao

arrancamento de grelhas poliméricas sob diferentes solos e sob diferentes tensões normais.

Costalonga e Kuwajima (1995) utilizaram um modelo similar ao de Beech (1987) para a simulação do comportamento de geogrelhas durante o arrancamento. Os autores sugerem que o decréscimo de esforço, transmitido de uma unidade reológica para a seguinte, é devido à mobilização do cisalhamento do solo ao longo da geogrelha.

Abramento e Whittle (1995) desenvolveram uma análise que descreve o comportamento de transferência de carga em um ensaio de arrancamento para reforços planos e extensíveis. Segundo os autores, a resposta de um reforço durante o ensaio de arrancamento pode ser dividida em 4 fases sucessivas. Na primeira fase, não ocorre deslizamento e a relação entre a força de arrancamento e o deslocamento frontal é aproximadamente linear. À medida que a força de arrancamento aumenta (fase 2), ocorre o deslizamento na extremidade frontal do reforço. Na fase 3, inicia-se o deslocamento da extremidade posterior do reforço e a força de arrancamento aproxima-se do valor máximo. Finalmente, a fase 4 é caracterizada pelo deslocamento de todo o reforço como um corpo rígido. Neste momento, o ângulo de atrito na interface (δ) é mobilizado em todos os pontos do reforço. A Figura 1.8 mostra esquematicamente a sequência de eventos previstos durante o arrancamento.

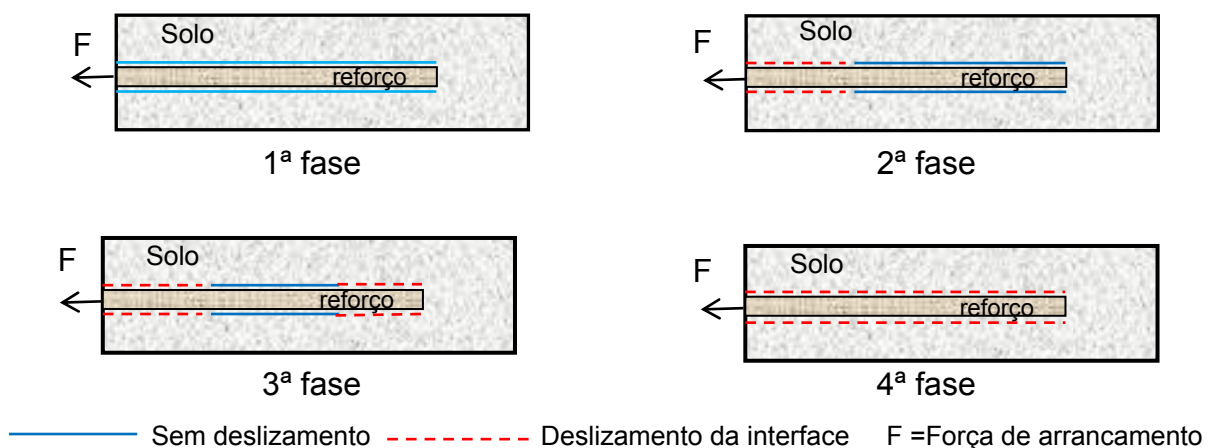


Figura 1.8. Sequência de eventos durante o arrancamento de reforços planares
(Adaptado de Abramento e Whittle, 1995)

Ochiai et al (1996) apresentam dois métodos de avaliação da resistência ao arrancamento, denominados de método da resistência média e método da mobilização progressiva. No método da resistência média, a resistência ao arrancamento é determinada pela razão entre a força de arrancamento máxima e a área da inclusão que foi efetivamente solicitada, definida a partir do monitoramento dos deslocamentos internos do reforço.

No método da mobilização progressiva, a resistência ao arrancamento é avaliada com base nos deslocamentos internos medidos em diferentes pontos ao longo do reforço. A deformação entre dois pontos adjacentes é obtida a partir da equação:

$$\varepsilon_{i,i+1} = \frac{(X_i - X_{i+1})}{d} \quad (4)$$

onde: i = i -ésimo ponto da geogrelha, contado a partir do ponto de aplicação da carga; X_i = deslocamento do i -ésimo ponto da geogrelha; $\varepsilon_{i, i+1}$ = deformação da geogrelha entre 2 pontos adjacentes (i e $i+1$); d = distância entre 2 pontos adjacentes (i e $i+1$).

A resistência ao arrancamento pode ser calculada a partir da expressão:

$$\tau_i = \frac{F_{i-1,i} - F_{i,i+1}}{d} \quad (5)$$

onde: $F_{i-1,i}$ é a força de tração atuante entre os pontos ($i-1$) e (i) e $F_{i,i+1}$ é a força de tração atuante entre os pontos (i) e ($i+1$). Estas forças são obtidas a partir da curva força vs deformação da geogrelha em um ensaio de tração simples.

Esta mesma metodologia foi aplicada por Sieira et al (2006) em ensaios de arrancamento com geogrelhas. O processo de mobilização das deformações foi analisado em função das deformações médias (equação 5), estimadas a partir dos deslocamentos internos medidos pelos *tell-tails* e por *strain gages* instalados ao longo do comprimento da geogrelha. A comparação entre os resultados mostrou boa concordância entre as duas metodologias de determinação das deformações. Adicionalmente, a redução das deformações com o aumento do embutimento mostrou-se independente do nível de confinamento. Ressalta-se, no entanto, que os autores não obtiveram resultados satisfatórios na estimativa da distribuição dos

esforços de tração ao longo da geogrelha, com base em curvas carga vs deformação obtidas em ensaios de tração simples. Esta metodologia deve ser adotada somente quando os ensaios de arrancamento e tração simples são realizados no mesmo equipamento e com o mesmo sistema de fixação (garra) da geogrelha, tendo em vista a influência do sistema de fixação nos resultados dos ensaios (Sieira et al, 2006).

Sobhi e Wu (1996) recomendaram um modelo analítico para a interpretação dos ensaios de arrancamento em materiais extensíveis. O modelo baseia-se em três postulados. O primeiro, de estacionaridade do confinamento do solo, assume que o movimento diferencial em um ponto do reforço pode ser considerado como a soma de duas parcelas. Uma parcela referente à resistência ao cisalhamento da interface solo/reforço e a outra referente à tensão de alongamento do reforço. O postulado assume que o solo permanece no estado estacionário durante o ensaio de arrancamento, e pressupõe que a parcela referente ao deslocamento da interface solo/reforço é negligenciável.

O segundo postulado, referente à mobilização da tensão cisalhante de interface, admite que a tensão cisalhante limite induzida na interface solo/reforço é restrita a certo comprimento ativo. Esta tensão cisalhante de interface é uniforme e tem seu valor calculado pela equação 6:

$$\tau_u = \sigma_n \cdot f \quad (6)$$

Sendo: τ_u = tensão cisalhante limite de interface; σ_n = tensão normal vertical; f = coeficiente de atrito entre o solo e o reforço.

Os autores afirmam que a equação 6 é mais apropriada, pois torna a tensão cisalhante limite de interface (τ_u) dependente de um parâmetro (f) que relaciona um tipo de reforço a um determinado solo sob uma tensão normal específica (σ_n). Os autores observam, também, que o valor de τ_u independe do comprimento do reforço.

O terceiro e último postulado, deformação cumulativa, admite que a resistência friccional desenvolvida dentro do comprimento alongado do reforço é significativa e deve ser contabilizada no modelo analítico.

A Figura 1.9 apresenta o elemento diferencial, dx , de uma amostra de reforço extensível, para melhor compreensão do terceiro postulado. Nesta figura, T_1 é a força por unidade de largura em uma das extremidades de dx , e T_2 é a força por

unidade de largura transferida para a outra extremidade do elemento diferencial. A diferença entre as duas forças é expressa por:

$$T_1 - T_2 = \tau_u \cdot (dx + \varepsilon \cdot dx) \quad (7)$$

sendo: ε a deformação desenvolvida no elemento dx .

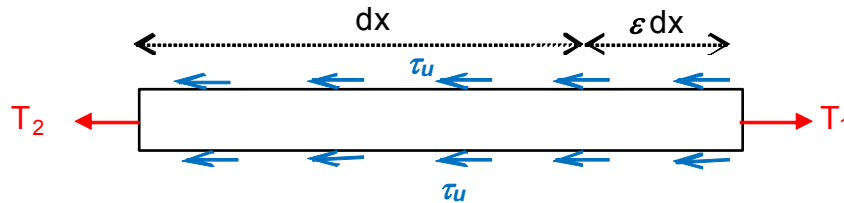


Figura 1.9. Forças e deformação em um elemento diferencial de reforço, dx . (Adaptado de Sobhi e Wu, 1996).

De forma a minimizar a influência das condições de contorno, das características da caixa de ensaio, da proximidade do reforço da extremidade frontal da caixa e da escala da caixa de ensaio, o modelo adota algumas condições para o seu desenvolvimento. A partir da equação de equilíbrio, dos postulados e das condições adotadas, os autores apresentam a equação:

$$T = (F + E \cdot t) \cdot e^{\frac{2\sigma_n \cdot f}{E \cdot t} x} - E \cdot t \quad (8)$$

Onde: F = força de arrancamento aplicada no reforço; x = ponto do reforço; E = módulo de deformabilidade confinada; t = espessura inicial do reforço; σ_n = tensão normal atuante no nível do reforço; f = coeficiente de atrito entre solo/reforço.

A equação 8, proposta por Shobi e Wu (1996), permite a determinação da força de tração no arrancamento (T), por unidade de comprimento, em qualquer ponto do reforço.

Teixeira e Bueno (1999) utilizaram uma metodologia semelhante à de Ochiai et al (1996) para a interpretação de ensaios de arrancamento, sendo as funções de deslocamento ajustadas aos pontos experimentais. A função deformação (ε) é obtida a partir da derivada da função deslocamento (δ) e a função resistência ao cisalhamento é expressa por:

$$\tau = K \cdot \frac{d^2\delta}{dx^2} \quad (9)$$

sendo: δ = função deslocamento;

x = localização do ponto ao longo da geogrelha;

K = coeficiente de proporcionalidade entre a força e a deformação (F/ε).

Moraci e Giofrè (2005) desenvolveram um método para avaliação da resistência ao arrancamento de geogrelhas inseridas em solos granulares compactados. O método permite a estimativa das parcelas que compõem a resistência ao arrancamento de geogrelhas (empuxo passivo e atrito), levando em conta a extensibilidade e a geometria das geogrelhas, e a não linearidade da curva de resistência ao cisalhamento do solo.

Sieira et al (2009) propõem um modelo baseado na abordagem reológica apresentada por Beech (1987) e Costalonga and Kuwajima (1995). A principal diferença entre os modelos consiste na consideração da parcela referente ao empuxo passivo. A partir da discretização da geogrelha (Figura 2-10a) em uma série de elementos reológicos não lineares o modelo é capaz de reproduzir o mecanismo de transferência de forças e deslocamentos em geogrelhas submetidas ao arrancamento. O modelo prevê (Figura 1.10) uma subdivisão do reforço em unidades reológicas compostas por um elemento de atrito e um elemento de mola. O elemento de atrito representa o cisalhamento mobilizado na interface solo-geogrelha. O elemento de mola representa a deformabilidade da geogrelha. A distribuição de tensões e de deformações ao longo do comprimento da geogrelha é não-linear. O elemento de atrito considera a mobilização progressiva da resistência ao cisalhamento na interface solo-reforço. O elemento de mola considera a não-linearidade da deformação da geogrelha.

O comportamento não linear da curva tensão-deformação da geogrelha é expresso analiticamente por uma função hiperbólica, mostrada na equação 10.

$$\frac{F_i}{A_{si}} = \left[\frac{\varepsilon_{(i,i+1)}}{a + b\varepsilon_{(i,i+1)}} \right] = \left[\frac{\left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l} \right)}{a + b \left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l} \right)} \right] \quad (10)$$

Onde : F_i é a força de tração aplicada no nó i , ε é a deformação do elemento, A_{si} é a área da seção do elemento i , x_i é o deslocamento do nó i , l é o comprimento do

elemento; a e b são os parâmetros hiperbólicos, que variam de acordo com o tipo geogrelha.

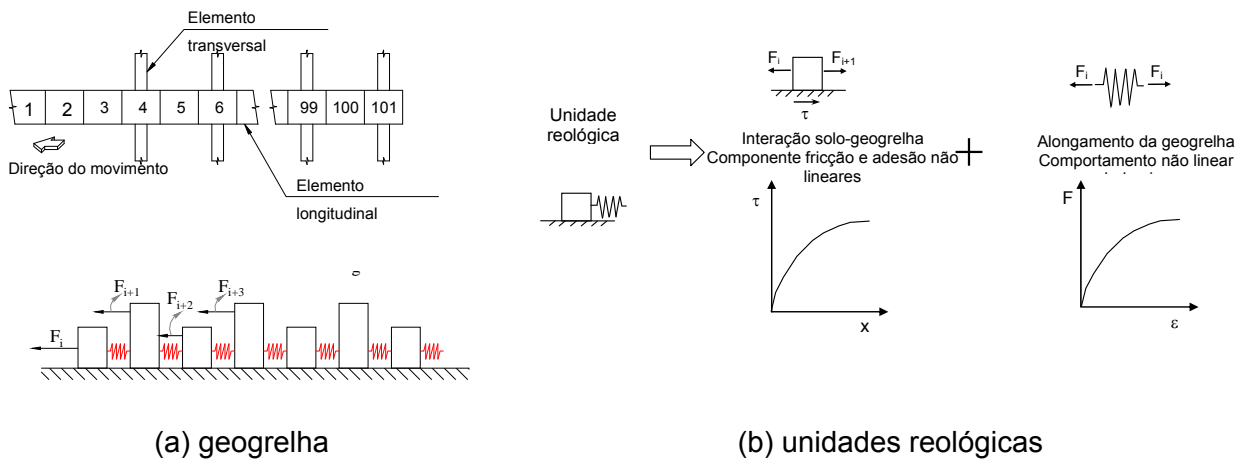


Figura 1.10. Modelo de transferência de carga (Adaptado de Sieira et al, 2009)

O comportamento não linear da curva tensão vs deslocamento da interface solo-reforço também pode ser expresso por uma função hiperbólica:

$$\tau_{int} = \beta \times \tau = \beta \times \left[\frac{dh}{A + B \cdot dh} \right] \quad (11)$$

Onde: τ_{int} é a tensão cisalhante na interface, β é o fator de tensão de interface, dh é o deslocamento horizontal, A e B são parâmetros hiperbólicos associados ao solo. O fator β pode ser obtido pela razão entre a tensão cisalhante de interface solo-geogrelha (τ_{SG}) e a tensão cisalhante do solo (τ_S) no ensaio de cisalhamento direto.

Entre dois elementos reológicos consecutivos há uma perda da carga axial transmitida ao elemento de reforço pela mobilização da resistência ao cisalhamento na interface. Com isso, os autores apresentam a equação 12 para o cálculo da força entre dois elementos consecutivos:

$$F_i - F_{i+1} = 2 \cdot \beta \cdot \tau \cdot A_{pi} = 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{x_{i+1}}{A + B \cdot x_{i+1}} \right) \cdot A_{pi} \quad (12)$$

Onde: F_{i+1} é a força aplicada no elemento ($i+1$), τ é a tensão cisalhante do solo, A_{pi} é área plana do elemento ($i+1$), x_{i+1} é o deslocamento horizontal do elemento ($i+1$).

No modelo proposto, a resistência passiva foi estimada pela diferença entre a força de arrancamento medida em ensaios e as parcelas decorrentes do atrito e da adesão na interface; isto é:

$$F_p = F_t - F_{sg} - F_a \quad (13)$$

onde: F_p é a parcela da força referente ao empuxo passivo nos elementos transversais, F_t é a força de arrancamento total, F_{sg} é a força de arrancamento correspondente ao atrito mobilizado na interface solo-geogrelha, F_a é a força de arrancamento correspondente à adesão mobilizada na interface solo-geogrelha.

Com base em resultados experimentais, Sieira et al (2009) verificaram que a parcela da força passiva varia linearmente com a deformação mobilizada da geogrelha:

$$F_p = k \cdot \varepsilon \quad (14)$$

Onde: k é o coeficiente angular, denominado de fator de resistência passiva.

No caso do elemento coincidir com as junções entre as tiras longitudinais e transversais da geogrelha, o esforço passivo mobilizado pelo punção dos elementos transversais é adicionado à parcela que considera o cisalhamento na interface. Neste caso, a equação (13) é substituída por:

$$F_i - F_{i+1} = 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{x_{i+1}}{A + B \cdot x_{i+1}} \right) \cdot A_{pi} + k \left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l} \right) \quad (15)$$

Sendo: l o comprimento do elemento.

O modelo baseia-se em um processo sequencial e fornece os esforços e os deslocamentos ao longo do comprimento do reforço. Com base em resultados de análises de ensaios de arrancamento, instrumentados, Sieira et al (2009) observaram boa concordância entre os resultados analíticos e experimentais e mostraram que os valores de k são pouco sensíveis à tensão confinante, permitindo a utilização de um único valor para cada solo.

1.2.4 Modelagem Numérica

A compreensão do comportamento da interface solo/reforço, em solicitações de arrancamento, tem levado vários pesquisadores a realizarem estudos numéricos que reproduzam tal mecanismo. A Tabela 1-4 reúne alguns casos de simulação de ensaios de arrancamento, reportados na literatura.

Tabela 1-4- Simulações numéricas de ensaios de arrancamento

Referência	Geossintético	Solo	Ferramenta computacional
Wu e Helwany (1987)	Geotêxtil	Areia	Método de elementos finitos- CANDE
Chan et al (1993)	Geogrelha	Argila siltosa	Método de elementos finitos
Perkins e Edens (2002)	Geogrelha e geotêxtil	Agregado	Método de elementos finitos- ABAQUS
Bergado et al (2003)	Grelha metálica	Areia siltosa	Método de elementos finitos- FLAC 3D
Becker (2006)	Geogrelha	Areia	Método de elementos finitos - Plaxis
Dias e Palmeira (2004)	Geogrelha e geotêxtil	Areia	Método de elementos finitos - Plaxis

Wu e Helwany (1987), citado por Sobhi e Wu (1996), investigaram, por meio do programa CANDE (Curvert Analysis and Design), de elementos finitos (Katona et al 1976), vários fatores que afetam o arrancamento, como o comportamento do atrito na interface solo/reforço, a rigidez do reforço, o comprimento do reforço e a sobrecarga aplicada. A Figura 1.11 mostra a previsão dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço *versus* força de arrancamento aplicada. Pode-se verificar a concordância entre os resultados da simulação numérica por elementos finitos e os ensaios realizados em laboratório.

Chan et al (1993) utilizaram o método dos elementos finitos para simular o arrancamento de uma geogrelha embutida em areia siltosa. O ensaio foi reproduzido por uma malha composta por 170 elementos, incluindo 17 elementos de reforço e 34 elementos de interface. Os elementos de reforço foram modelados com três nós capazes de suportar somente tensões de tração, e foi adotado um modelo que

considera uma relação tensão-deformação hiperbólica. A interface foi simulada por elementos de 6 nós e o solo foi modelado com elementos isoparamétricos de 8 nós. Para a reprodução do comportamento tensão-deformação do solo e da interface, foi adotado um modelo elasto-plástico, com critério de ruptura definido por Mohr-Coulomb. A Figura 1.12 ilustra o modelo utilizado para reprodução do ensaio de arrancamento.

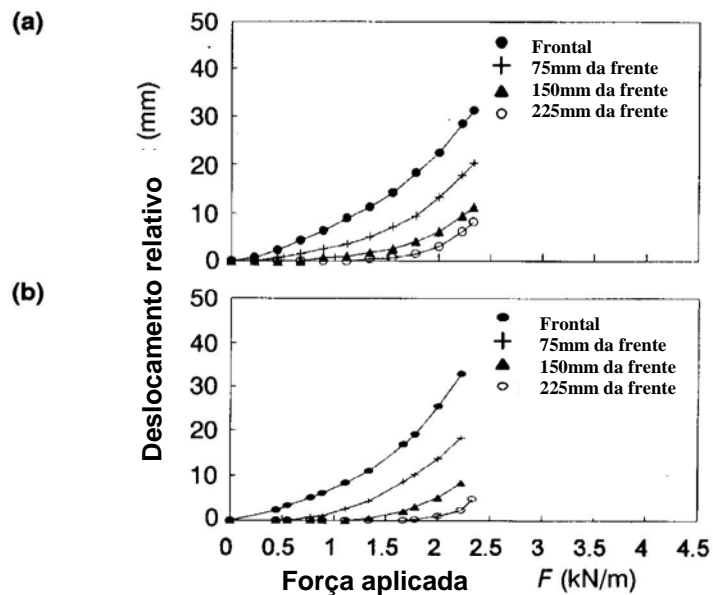


Figura 1.11. Deslocamento vs força aplicada: a) ensaios de arrancamento; b) análises numéricas (Wu e Helwany, 1987)

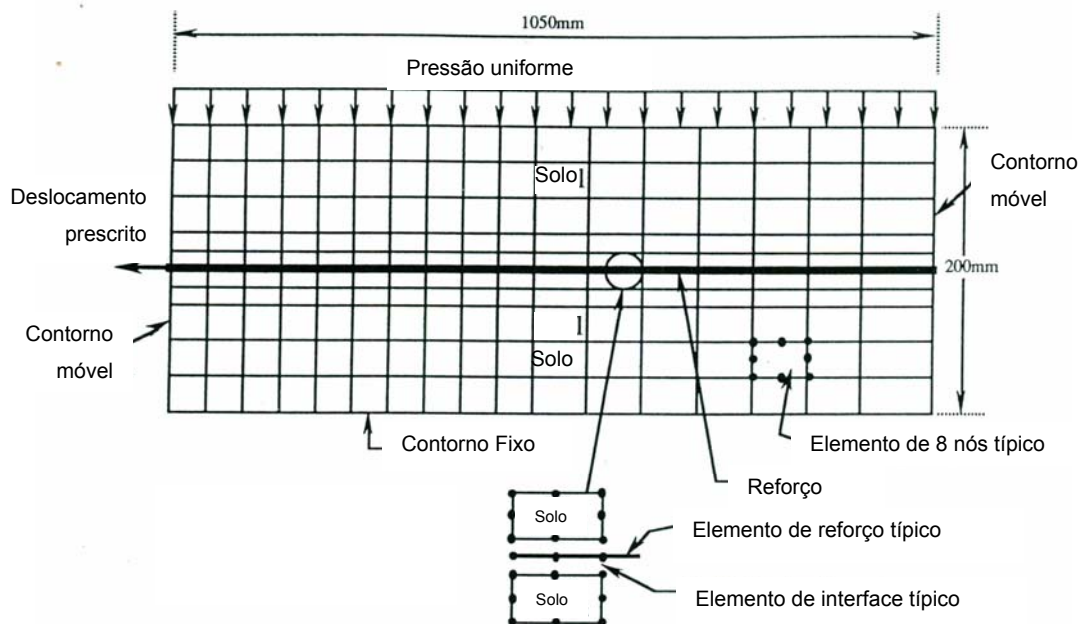


Figura 1.12. Simulação do ensaio de arrancamento por elementos finitos (Adaptado de Chan et al. 1993)

Os autores investigaram o cisalhamento progressivo da interface solo/reforço e o efeito causado no cálculo da rigidez cisalhante. Verificaram que a mobilização da tensão cisalhante ao longo do reforço é altamente não uniforme durante o estágio inicial do ensaio. Chan et al (1993) ressaltaram que a utilização da resposta força *versus* deslocamento do ensaio de arrancamento para a simulação da interface solo/reforço pode conduzir a erros consideráveis entre a rigidez cisalhante aparente e a rigidez real, caso seja adotada a hipótese de distribuição uniforme das tensões. Esta discrepância depende da rigidez relativa (R) entre a interface e o reforço, definida por:

$$R = \frac{k_{st}}{k_{ri}} \quad (16)$$

onde: k_{st} é a rigidez real da interface, e k_{ri} é a rigidez inicial do reforço.

Os autores mostraram, também, que reforços rígidos resultam em menor grau do cisalhamento progressivo e, portanto, menores discrepâncias entre os valores da rigidez verdadeira e da aparente.

Bergado et al (2003) realizaram uma modelagem numérica em três dimensões usando o programa FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis Continua) para a simulação do comportamento do ensaio de arrancamento interno. Para tanto, adotou-se uma malha de fio metálico hexagonal como reforço, imersa em uma areia siltosa. A modelagem implantou a garra dentro da caixa confinada com o solo, diferentemente do ensaio convencional, onde a garra situa-se fora da caixa de ensaio. Por este motivo, este arranjo foi chamado pelos autores de “*in-pullout test*”.

Os resultados da simulação numérica foram comparados com ensaios de arrancamento de laboratório. A resistência ao arrancamento prevista para o ensaio com a garra interna mostrou-se maior que a medida com a garra fora da caixa de ensaio. Os autores consideraram a previsão da resistência ao arrancamento satisfatória.

Becker (2006) efetuou análises numéricas, por meio de elementos finitos, com a utilização do programa computacional Plaxis 2D. O autor apresenta a simulação do ensaio de arrancamento de uma geogrelha embutida em solo silto arenoso. O comportamento do solo foi reproduzido pelo modelo Hardening Soil, que utiliza a

formulação hiperbólica de Duncan (1970), além de considerar o efeito da dilatância e o conceito de plasticidade não previsto na formulação de Duncan (1970). A geometria adotada na simulação do ensaio de arrancamento no campo está apresentada na Figura 1.13.

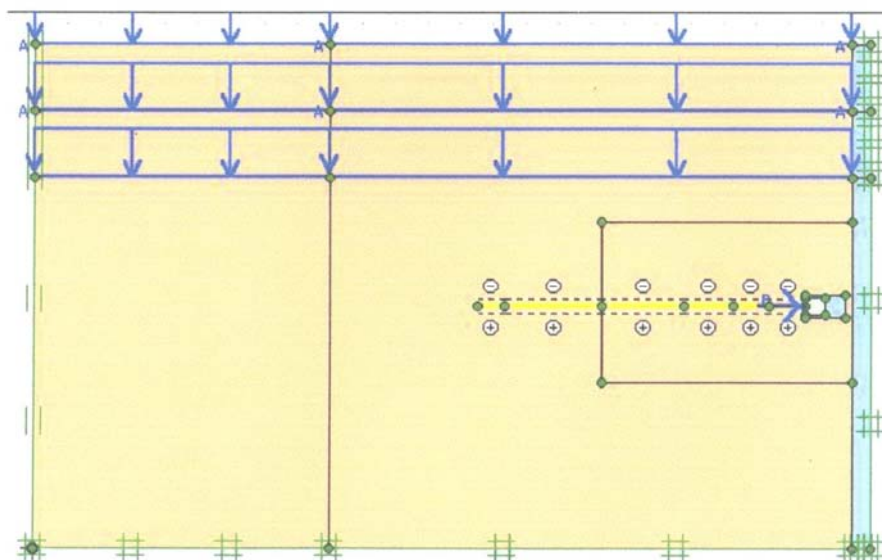


Figura 1.13. Geometria da simulação do ensaio de arrancamento (Becker, 2006)

A geometria considera uma luva metálica no interior do solo, com 15cm de comprimento, acoplada à garra que impõe a carga de arrancamento. A face frontal é simulada por pranchões de madeira com espessura de 5cm. O reforço tem comprimento de um metro. O material que representa a luva metálica tem propriedades de aço e foi simulado com um comportamento linear elástico. Para permitir o deslocamento da amostra de geogrelha quando da aplicação do carregamento, o autor introduziu um material com comportamento linear elástico, e rigidez baixa, no interior da luva metálica. A Figura 1.14 mostra a previsão dos deslocamentos horizontais ao longo do comprimento da geogrelha, após a aplicação do carregamento. Observa-se uma distribuição não linear, já reportada por outros autores (Saez, 1997).

As previsões numéricas foram condizentes com os ensaios de campo realizados pelo autor. Verifica-se a distribuição não linear do deslocamento ao longo do comprimento do reforço. O autor ressalta, no entanto, que a resistência ao arrancamento obtida foi superior às previsões tradicionais reportadas na literatura.

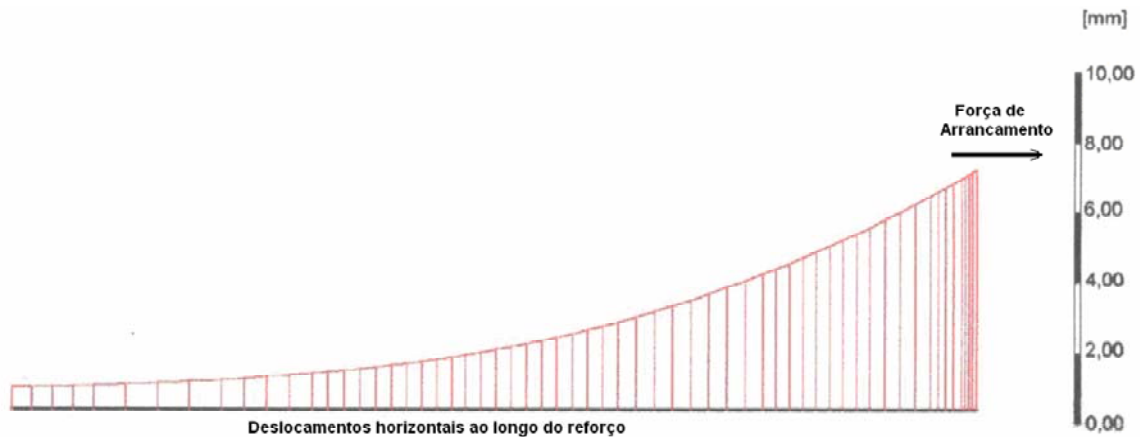


Figura 1.14. Deslocamentos horizontais da geogrelha após o carregamento

Dias e Palmeira (2007) fizeram análises paramétricas e retroanálises de ensaios de arrancamento de grandes dimensões (Palmeira, 1987) utilizando o programa Plaxis 2D. A análise empregou elementos triangulares de 6 nós, e foram utilizados elementos de interface para o contato entre o geossintético e o solo. O modelo “*Hardening Soil*” foi adotado para a representação do comportamento da areia, e foram utilizados geotêxteis e geogrelhas como reforço. As análises paramétricas investigaram a influência das dimensões da caixa de ensaio, das condições de atrito nas faces internas do equipamento, e da presença da luva frontal na resposta ao arrancamento. Para geogrelhas, o estudo paramétrico avaliou, também, a influência da forma e do espaçamento entre os membros de ancoragem. A Figura 1.15 compara as curvas deslocamento frontal *versus* carga de arrancamento (P_p) previstas e determinadas em laboratório.

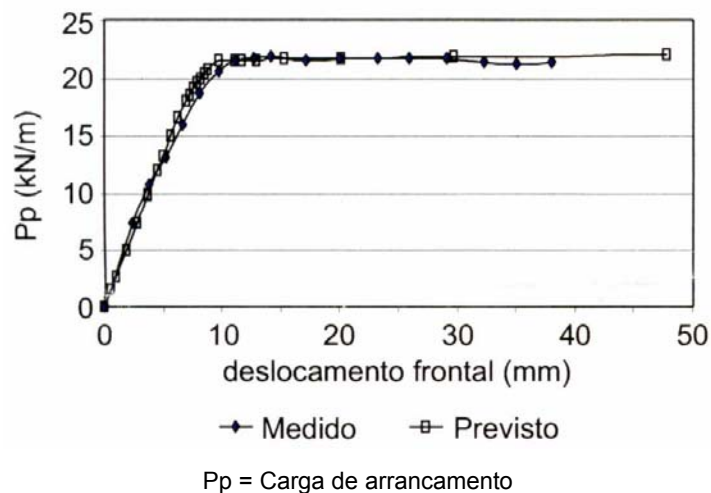


Figura 1.15. Resultados previstos e medidos: ensaios de arrancamento com geotêxtil (Dias e Palmeira, 2007)

As análises paramétricas confirmaram a influência das dimensões da caixa, das condições de contorno, e da forma dos elementos de ancoragem, na resposta de ensaios de arrancamento com geogrelhas.

1.3 Considerações Finais

A possibilidade de avaliar analítica e numericamente o mecanismo de transferência de carga surge como uma importante ferramenta na compreensão do mecanismo de interação solo-reforço. A previsão dos deslocamentos e forças ao longo da inclusão visa permitir a adoção de soluções menos conservativas. Dispondo de informações como nível de carregamento e deslocamentos no reforço é possível analisar de maneira satisfatória a instabilidade do sistema. Dessa forma será possível reduzir as incertezas no dimensionamento dos comprimentos de ancoragem.

O presente capítulo apresentou uma coletânea de simulações numéricas e modelos analíticos reportados na literatura. No presente trabalho, será proposto um modelo analítico e serão apresentadas simulações numéricas de ensaios de arrancamento com geotêxteis, com base no programa experimental de Espinoza (2000).

2 FERRAMENTA COMPUTACIONAL E ANÁLISES PRELIMINARES

2.1 Introdução

O presente capítulo descreve a ferramenta numérica (Programa Plaxis) adotada na presente dissertação, e uma série de verificações preliminares, realizadas com o objetivo de validar o programa computacional Plaxis em simulações de arrancamento de geotêxteis. Adquirindo confiança na ferramenta numérica, proceder-se-á à reprodução dos ensaios de arrancamento, executados por Espinoza (2000).

As verificações consistiram em análises paramétricas, buscando-se analisar a influência de fatores como tensão confinante, comprimento e rigidez do reforço, parâmetros de interface solo-reforço e lubrificação das paredes da caixa de ensaio.

2.2 Ferramenta Numérica: Programa Computacional Plaxis

Atualmente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido utilizado com freqüência na prática da Engenharia, tendo em vista sua capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos. Bathe et al (1982) descreve os fundamentos da teoria de elementos finitos. Potts e Zdravkovic (1999) apresentam aplicações do método dos elementos finitos em análises de problemas geotécnicos.

Na presente dissertação, não serão abordados os aspectos relativos à teoria de elementos finitos, uma vez que o foco do trabalho foi a utilização de um programa comercial para a reprodução e a previsão do comportamento de geotêxteis durante ensaios de arrancamento. Este programa já foi testado e validado com várias obras reais, como escavações, aterros sobre solo mole, escoramentos e tirantes, não sendo necessária a implementação de sub-rotinas de cálculo.

O programa Plaxis consiste em um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análise de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma

que a malha gerada pode se adequar perfeitamente aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo (Brinkgreve, 2002).

2.2.1 Estrutura do Programa

O programa Plaxis funciona em ambiente Windows, com uma interface bastante amigável com o usuário. A estrutura computacional do programa é dividida em 4 sub-programas: *input*, *calculation*, *output*, e *curves*.

O primeiro, *input*, consiste em uma sub-rotina de entrada de dados. Nesta etapa, são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno. Define-se, também, o tipo de problema, que pode ser (Figura 2.1):

- (a) Estado Axissimétrico, quando apresenta um eixo de simetria axial;
- (b) Estado plano de deformação, quando a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior às demais.

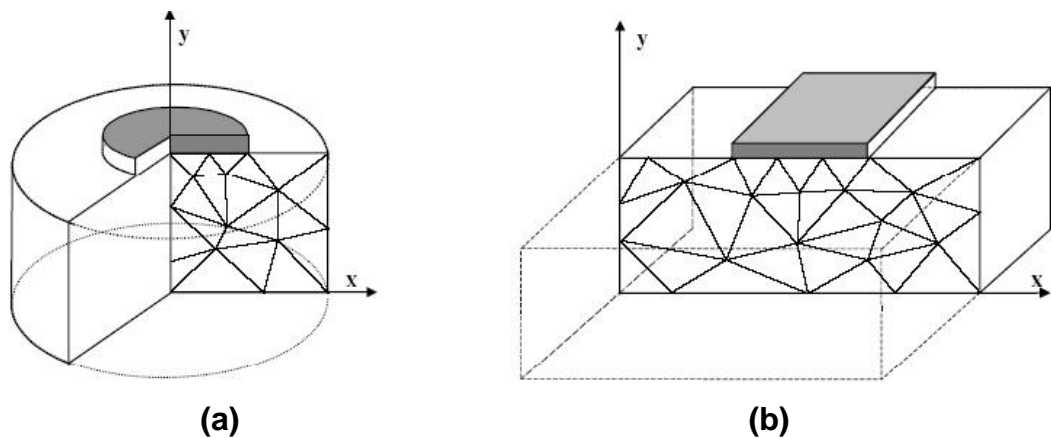


Figura 2.1. Exemplos de problemas (Brinkgreve, 2002)

Problemas de deformação plana são muito utilizados em análises de obras geotécnicas, como túneis, barragens, fundações corridas, etc. Fisicamente, tal estado ocorre em estruturas longas com carregamento uniforme ao longo da maior dimensão.

Para a definição da geometria, representação física do problema, o programa disponibiliza uma série de elementos, como:

- elementos de placa: simulam estruturas esbeltas que apresentam rigidez axial (EA) e normal (EI) elevadas;
- elementos de ancoragem: simulam ancoragens e suportes, podendo ser pré-tensionados; possuem rigidez axial (EA);
- elementos geossintéticos: simulam estruturas esbeltas que apresentam apenas rigidez axial (EA);
- elementos de interface: reproduzem o contato entre diferentes materiais. São utilizados em problemas que envolvem interação solo-estrutura.

As condições de contorno do problema podem ser definidas através de forças ou deslocamentos prescritos. O programa permite a adoção de carregamentos distribuídos, em linha e pontuais, e a prescrição de deslocamentos nulos ou não. Definidas a geometria, as condições de contorno e as propriedades dos materiais, procede-se à geração da malha de elementos finitos.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa, que dispõe de elementos triangulares isoparamétricos de 6 ou 15 nós. A malha pode ser refinada global ou localmente de acordo com as necessidades do problema.

Ressalta-se que a precisão dos resultados depende da forma e das dimensões da malha, que representa o sistema físico. Malhas mais refinadas tendem a resultados mais acurados, por isso o programa permite refinamento da malha em locais de maior interesse.

Após a geração da malha, são definidas as condições iniciais do problema como as restrições de deslocamentos na geometria e a presença, ou não, de água. Nesta etapa, podem ser definidas superfícies impermeáveis.

O segundo sub-programa (*Calculation*) permite a realização de uma série de cálculos de elementos finitos, sendo as análises de deformações diferenciadas em: *Plastic* (carregamento plástico), *Consolidation* (adensamento), e *Phi-c Reduction* (determinação do fator de segurança). Na determinação do fator de segurança (FS), o programa divide os parâmetros de resistência por um determinado fator, até que a tensão cisalhante mobilizada seja igual à resistência ao cisalhamento do solo. Este fator representa o fator de segurança do problema em questão, uma vez que FS é igual à razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e as tensões cisalhantes mobilizadas.

Assim como na prática da Engenharia, o programa permite, na fase de cálculo, a simulação de carregamentos e descarregamentos imediatos, ou em tempos pré-estabelecidos, e a introdução de períodos de adensamento. A sub-rotina de cálculo pode ser dividida em um número de etapas, de forma a reproduzir o processo construtivo no campo.

No terceiro sub-programa (*Output*), o usuário obtém os resultados, e a malha deformada. Podem ser avaliadas as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos, e os pontos de plastificação.

Os resultados podem ser visualizados a partir da interface gráfica, ou em forma de tabelas. Cabe ressaltar que a convenção de sinais utilizada no programa Plaxis é diferente da usual em Geotecnia, considerando positivas as tensões de tração (Figura 2.2).

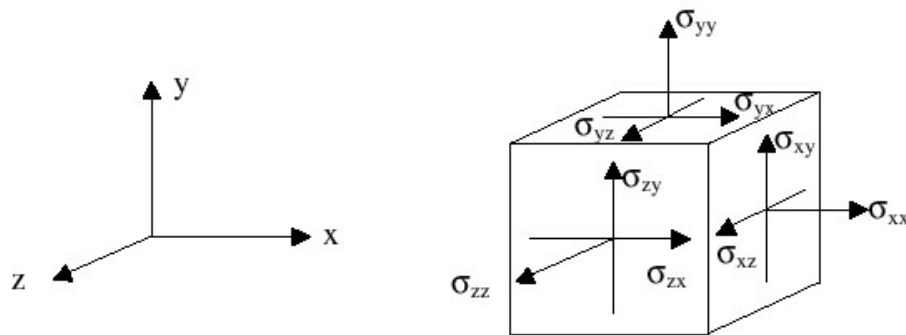


Figura 2.2. Convenções de sinais para tensões (Brinkgreve, 2002)

Finalmente, o quarto sub-programa (*Curves*) permite a geração de curvas de tensão vs deformação, força vs deslocamento, deslocamento vs tempo, e trajetórias de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na fase de cálculo. A geração das curvas pode ser executada para diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos em um mesmo gráfico, facilitando a interpretação.

2.2.2 Modelos Constitutivos

Modelo constitutivo é a formulação matemática para a representação do comportamento tensão vs deformação de um material.

O programa Plaxis possui 6 modelos constitutivos que governam o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico: linear elástico, Mohr-Coulomb, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

Face ao tipo de material envolvido na presente dissertação, e aos ensaios geotécnicos disponíveis para definição dos parâmetros, adotaram-se os modelos elasto-plástico de *Mohr-Coulomb*, e *Hardening Soil*, para a representação do solo.

Modelos como *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* que levam em conta a alta compressibilidade, própria das argilas, e *Jointed Rock*, adequado para materiais anisotrópicos como as rochas, não se aplicam, uma vez que os ensaios de arrancamento que serviram de base para as modelagens foram executados com um solo predominantemente arenoso (Espinoza, 2000).

Desta forma, apenas estes modelos serão descritos no presente trabalho. Detalhes sobre os demais modelos constitutivos disponibilizados pelo programa Plaxis podem ser obtidos em Brinkgreve (2002).

2.2.3 Modelo Mohr-Coulomb

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb faz parte da categoria dos modelos elastoplásticos. O princípio básico da elastoplasticidade define que as deformações são decompostas em duas parcelas: elástica e plástica. No comportamento elástico, as deformações são recuperadas, ou seja, são reversíveis, enquanto a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis.

O modelo chamado pelo programa de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim designado, devido à hipótese de que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr-Coulomb ($\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$); ou seja, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas (Brinkgreve, 2002).

Destaca-se que no modelo de Mohr-Coulomb (MC) o material atinge a ruptura sem a ocorrência de endurecimento, aumento da resistência após o escoamento; ou

amolecimento, queda de resistência com o aumento das deformações. No modelo Mohr-Coulomb as deformações aumentam indefinidamente, sem variação de resistência. A Figura 2.3 apresenta os tipos de curva tensão vs deformação para materiais com comportamento elasto-plástico.

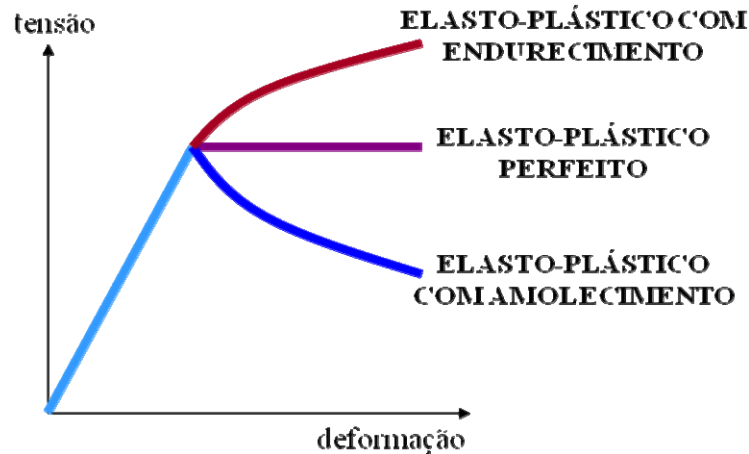


Figura 2.3. Curvas tensão vs deformação de modelos elasto-plástico (Ortigão, 2007)

Para a representação de um material a partir do modelo de Mohr-Coulomb, no Plaxis, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros: γ_{sat} (peso específico saturado), γ_d (peso específico seco), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), E (módulo de deformabilidade), ν (coeficiente de Poisson) e ψ (ângulo de dilatância). Estes parâmetros podem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais em laboratório.

Entende-se por dilatância o aumento de volume na massa de solo provocado por tensões cisalhantes atuantes. A Figura 2.4 ilustra o conceito de dilatância. Bolton (1986) afirma que argilas tendem a apresentar pequena dilatância, exceto quando fortemente pré - adensadas, enquanto a dilatância nas areias depende do ângulo de atrito interno, ϕ , e da sua densidade relativa D_R . Observa também que para areias de quartzo, a dilatância pode ser aproximada pelas expressões:

$$\begin{aligned} \psi &= \phi - 30^\circ && \text{se } \phi > 30^\circ \\ \psi &= 0 && \text{se } \phi < 30^\circ \end{aligned}$$



Figura 2.4. Ilustração do conceito de dilatância (Ortigão, 2007)

2.2.4 Modelo Hardening Soil

Brinkgreve (2002) destaca que no modelo *Hardening-Soil*, diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb, a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais podendo ser expandida devido a deformações plásticas. O modelo apresenta dois tipos de endurecimento: por cisalhamento e por compressão.

O endurecimento por cisalhamento é usado para modelar deformações plásticas causadas por um carregamento primário desviatório. Por outro lado, o endurecimento por compressão é usado para modelar deformações plásticas causadas por uma compressão primária em um carregamento oedométrico ou hidrostático.

Quando submetido a um carregamento primário desviatório, o solo apresenta um decréscimo de rigidez e desenvolvimento de deformações plásticas irreversíveis. No caso especial de ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial e a tensão desviadora pode ser aproximada a uma hipérbole (Duncan e Chang, 1970).

As principais características do modelo *Hardening Soil* são:

- Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- Deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório;
- Deformações plásticas devido à compressão primária;
- Comportamento elástico no descarregamento e no recarregamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

O modelo *Hardening-Soil* difere do modelo hiperbólico descrito por Duncan e Chang (1970), visto que ele usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo, e introduz uma função de plastificação.

Num ensaio triaxial, a relação hiperbólica entre as deformações ε e tensões desviadoras q , ilustrada na Figura 2.5, é descrita pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{1}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (17)$$

onde: q_a é o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento.

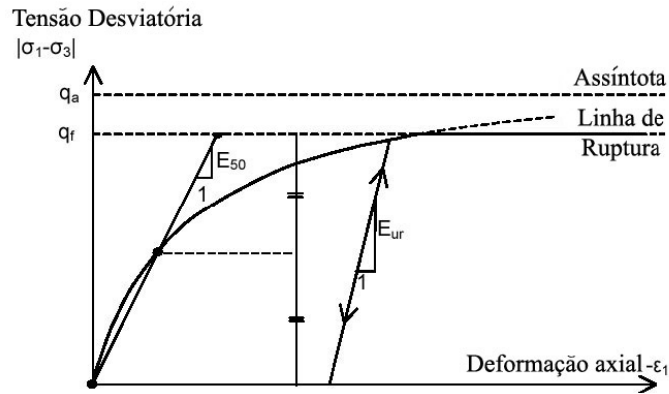


Figura 2.5. Relação hiperbólica: Ensaio triaxial drenado, Brinkgreve (2002)

O parâmetro E_{50} é o módulo de Young correspondente, para uma determinada tensão confinante σ_3 , e é obtido pela seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (18)$$

onde: E_{50}^{ref} é o módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura, para uma tensão confinante de referência p_{ref} .

Janbu (1963) reporta valores de m em torno de 0,5 para areias e siltes, e $m=1,0$ para argilas moles.

Para a fase de descarregamento e recarregamento, outro parâmetro de deformabilidade, dependente de m é definido:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (19)$$

onde: E_{ur}^{ref} é o módulo de descarregamento/re-carregamento correspondente a uma tensão confinante de referência p_{ref} . Na prática, é usual a adoção de $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$.

O módulo oedométrico é dado pela expressão:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_1 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad (20)$$

onde: E_{oed}^{ref} é o módulo oedométrico correspondente a uma tensão confinante de referência p_{ref} .

Ao contrário dos modelos baseados na teoria da elasticidade, no modelo *Hardening* não existe uma relação fixa entre o módulo oedométrico e o módulo de Young, sendo eles independentes.

2.2.5 Interface

O comportamento da interface solo-estrutura é simulado no programa a partir da introdução de um elemento de interface. A presença deste elemento permite que o usuário introduza um fator de correção (R_{inter}) na resistência ao cisalhamento do solo, como uma alternativa de representação da resistência no contato solo-estrutura.

Em outras palavras, este fator relaciona a resistência da interface (atrito e adesão) à resistência do solo (atrito e coesão), conforme as equações:

$$R_{inter} = \frac{c_a}{c} \leq 1,0 \quad (21)$$

$$R_{inter} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \leq 1,0 \quad (22)$$

onde: c_a = adesão na interface; c = coesão do solo; δ = ângulo de atrito da interface; ϕ = ângulo de atrito do solo.

Como a resistência na interface é, em geral, inferior à do solo, R_{inter} será menor que a unidade. Segundo Brinkgreve (2002), para vários tipos de solos e estruturas, o valor de R_{inter} pode ser encontrado na literatura. No entanto, caso esta informação não seja disponível, pode-se assumir R_{inter} da ordem de 2/3.

2.3 Verificações Preliminares: Análises Paramétricas

As verificações consistiram em análises paramétricas, buscando-se analisar a influência de fatores como tensão confinante, comprimento e rigidez do reforço, parâmetros de interface solo-reforço, e lubrificação das paredes da caixa de ensaio.

Para tanto, foi estabelecido um ensaio padrão hipotético, com geometria, parâmetros do solo e do reforço, interface, sistema de aplicação de carregamentos, e condições de contorno bem definidos. A partir deste ensaio padrão, algumas variáveis foram modificadas, de forma a verificar a coerência do programa e do modelo, e a influência destas variáveis no comportamento de geotêxteis sob condição de arrancamento. As respostas das previsões numéricas foram comparadas com o comportamento reportado na literatura.

2.4 Descrição do Ensaio Padrão

A Figura 2.6 mostra o esquema do corte longitudinal do ensaio padrão, que procurou reproduzir o arrancamento de um geotêxtil, embutido em um solo arenoso.

Para o solo, foram atribuídos parâmetros geotécnicos compatíveis com os de uma areia medianamente compacta. No caso do geotêxtil, adotaram-se valores representativos de um geotêxtil tecido.

Nas análises numéricas, o solo arenoso foi reproduzido pelo modelo de Mohr-Coulomb, elástico perfeitamente plástico, e o geotêxtil por modelo elástico linear.

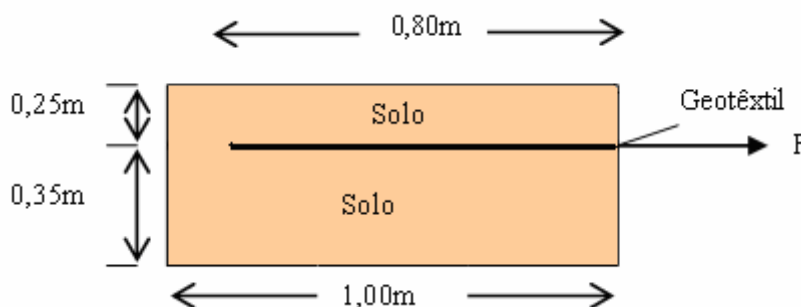


Figura 2.6. Corte longitudinal esquemático do ensaio padrão

A Figura 2.7 apresenta a geometria do problema, representado por uma caixa de ensaio, com dimensões de 0,60m de altura e 1,0m de comprimento. As paredes da caixa foram representadas por placas rígidas. Um geotêxtil, com 0,80m de

comprimento, foi inserido entre a metade inferior e superior da caixa. Este comprimento foi definido seguindo a recomendação de Farrag et al (1993), que sugerem uma distância mínima de 15cm entre a extremidade posterior do reforço e a caixa, para evitar os efeitos das condições de contorno.

A tensão confinante foi simulada como um carregamento uniformemente distribuído (carregamento A), sobre a camada superior de solo. Para impor o esforço horizontal de arrancamento, foi simulada a aplicação de uma carga pontual (carregamento B) na extremidade frontal do geossintético.

As condições de contorno consistiram em restrição dos movimentos horizontais de todas as placas, e em restrição dos movimentos verticais das placas verticais e da placa horizontal inferior, como mostra a Figura 2.7. Para permitir o deslocamento de arrancamento do geotêxtil, as placas verticais frontais (4 e 5) apresentam um espaçamento vertical de 6mm.

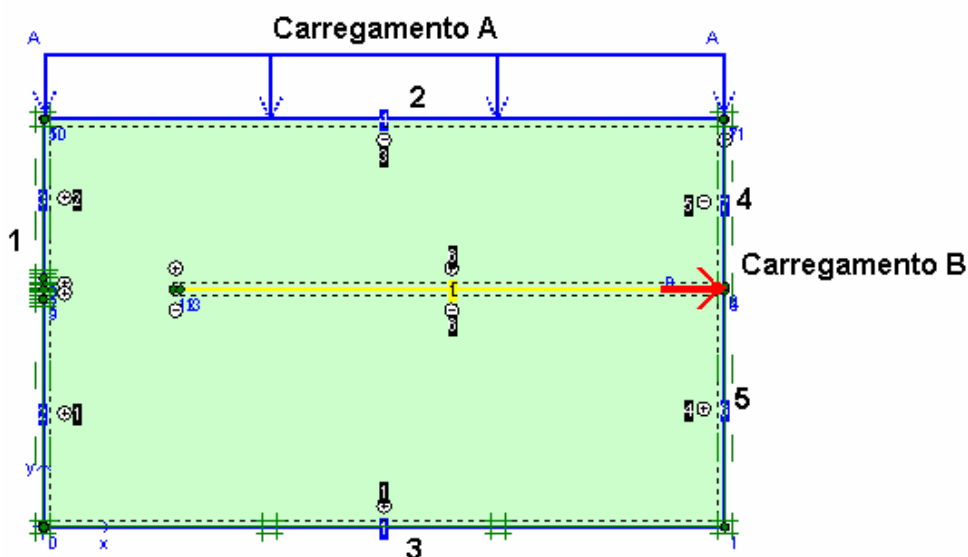


Figura 2.7. Modelo geométrico: Simulação do ensaio de arrancamento

A Tabela 2-1 apresenta os parâmetros dos materiais envolvidos nas análises numéricas, e os modelos constitutivos adotados para cada material. Para as placas que compõem a caixa, foram adotados parâmetros compatíveis com o aço.

A Tabela 2-2 resume as análises paramétricas que serão apresentadas nos itens subseqüentes. Foram avaliadas as influências da tensão confinante, do comprimento e da rigidez do reforço, dos parâmetros de interface solo-reforço, e da lubrificação das paredes da caixa de ensaio na resposta ao arrancamento.

Tabela 2-1 - Modelos constitutivos e parâmetros adotados

Material	Modelo Constitutivo	Parâmetros
Solo arenoso	Mohr-Coulomb Elástico Perfeitamente Plástico	$c' = 0$
		$\phi' = 36^\circ$
		$\gamma = 19,8\text{kN/m}^3$
		$E = 40\text{MPa}$
		$\nu = 0,33$
Geotêxtil	Linear elástico	$EA = 500\text{kN/m}$
		$L = 0,8\text{m}$
Placas	Linear elástico	$EA = 210\text{MN/m}$
		$e = 0,002\text{m}$
		$\nu = 0,15$

Legenda: L = comprimento do reforço; e = espessura da placa

Tabela 2-2 - Análises paramétricas para os ensaios de arrancamento

Variável	Valores		
Tensão confinante (kPa)	12,5	25	50
Comprimento do geotêxtil (m)	0,6	0,8	1,0
Rigidez do geotêxtil (kN/m)	50	500	5000
Interface Solo-Geotêxtil	0,4	0,6	0,9
Interface Solo-Parede	0,4	0,6	0,9

2.5 Influência da Tensão Confinante

Para avaliar numericamente o efeito da tensão confinante na resposta ao arrancamento, foram simulados ensaios para tensões confinantes iguais a 12,5kPa, 25kPa e 50kPa.

A Figura 2.8 apresenta as curvas força de arrancamento vs deslocamento frontal previstas numericamente, para os diferentes níveis de tensão confinante. Observa-se que, coerentemente, a força de arrancamento aumenta com o aumento da tensão confinante, como verificado experimentalmente (Farrag et al, 1993; Lopes e Ladeira, 1996; Yuan et al, 1998; e Sieira e Sayão, 2002). O aumento da tensão confinante dificulta o deslocamento do geossintético, conduzindo à mobilização de esforços tangenciais elevados, nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento. Nota-se também, um aumento da rigidez com o aumento do

confinamento. É importante comentar que o programa reproduz uma condição de tensão controlada, não permitindo a determinação da curva pós-pico.

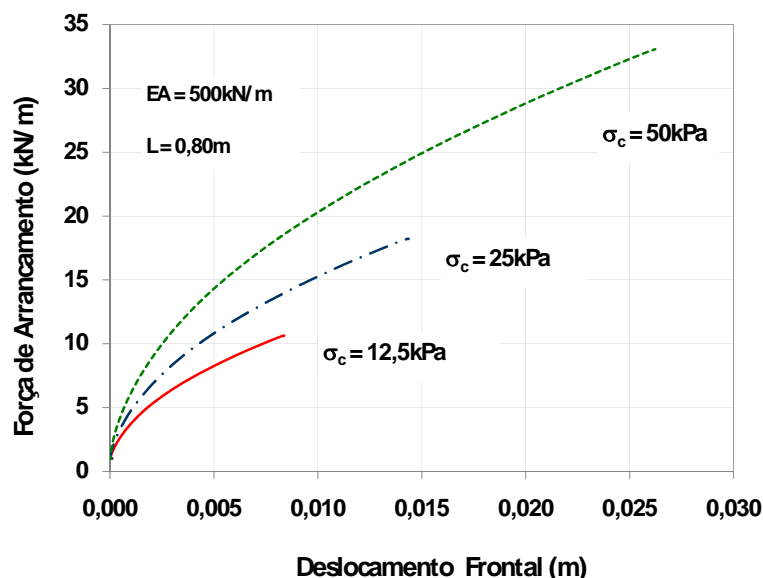


Figura 2.8. Influência da tensão confinante: Previsão da força de arrancamento

A Figura 2.9 mostra os deslocamentos horizontais previstos ao longo do comprimento do reforço. Nota-se que, para maiores valores de tensão confinante, o impedimento dos deslocamentos gera deformações acentuadas na extremidade frontal do reforço, que é tracionada. A deformação no reforço é representada pela declividade das curvas. Observa-se ainda que, quanto menor o nível de confinamento, mais uniformes são os deslocamentos ao longo do reforço.

Na Figura 2.10, estão apresentadas as distribuições da tensão normal para os 3 níveis de confinamento, bem como a tensão normal média no nível do reforço prevista analiticamente pela expressão:

$$\sigma_n = \sigma_c + \gamma \cdot z \quad (23)$$

Onde: σ_c é a tensão confinante aplicada na camada superior de solo, γ é o peso específico do solo, 19,8 kN/m³, z é a altura da camada de solo sobre o geotêxtil, 0,25 m.

Observa-se que, na ruptura, a tensão normal no nível do reforço apresenta uma leve tendência de decréscimo da extremidade posterior até a extremidade frontal.

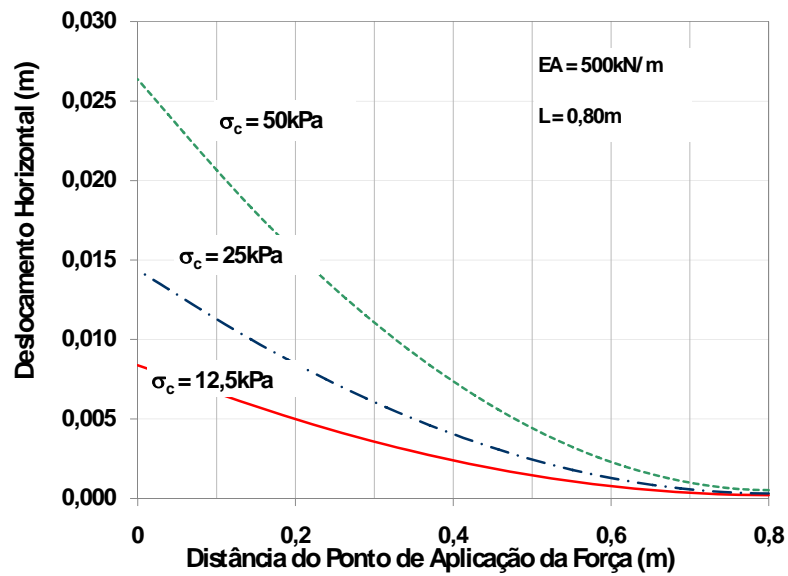


Figura 2.9. Influência da tensão confinante: Deslocamentos ao longo do reforço no instante da ruptura

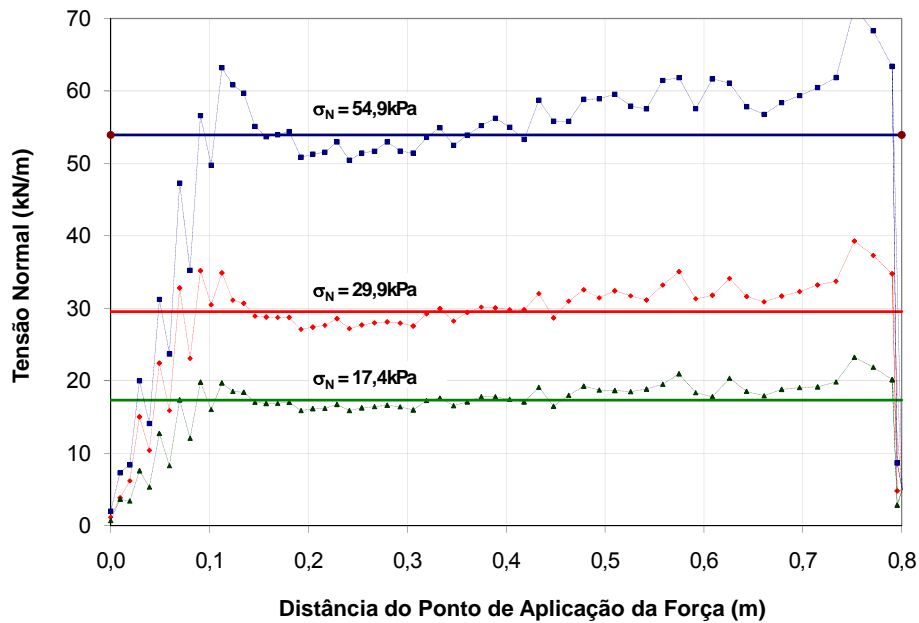


Figura 2.10. Distribuição da tensão normal ao longo do reforço no instante da ruptura

A Figura 2.11 apresenta o ângulo de atrito mobilizado na interface, ao longo do reforço, na ruptura. O valor de $\tan \delta$ foi calculado pela razão entre a tensão cisalhante na interface e a tensão normal (τ/σ_n), fornecida pelo programa. Observa-se um valor de $\tan \delta = 0,39$, compatível com $R_{inter} \cong 0,6$, para as três tensões

confinantes de 12,5, 25 e 50 kPa, indicando a mobilização integral de δ ao longo do reforço. Dias (2004) comenta que a mobilização do atrito ao longo do comprimento do reforço durante o arrancamento depende da rigidez do reforço, no caso de 500kN/m. Em reforços extensíveis, a mobilização do atrito é progressiva, enquanto em reforços rígidos, é comum a mobilização integral do atrito ao longo de todo o comprimento do reforço.

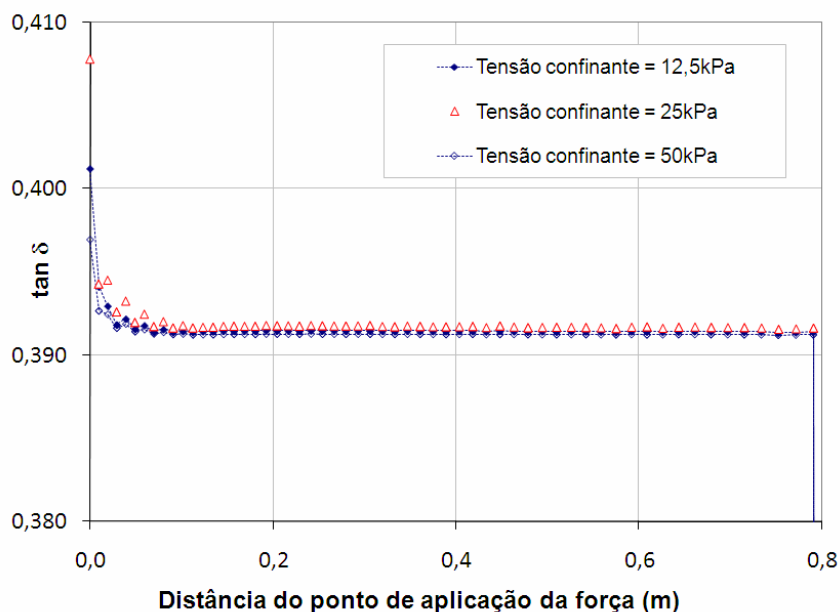


Figura 2.11. Mobilização do ângulo de atrito na interface ao longo do reforço na ruptura

Com o intuito de verificar a coerência do programa, calculou-se a força de arrancamento a partir da fórmula de Jewell (1990) para solos não coesivos:

$$F = 2 \cdot B \cdot L \cdot \sigma_n \cdot \tan \delta \quad (24)$$

onde: F é força de arrancamento mobilizada, B e L são, respectivamente, o comprimento e a largura do reforço, σ_n é a tensão normal no nível do reforço e δ é o ângulo de atrito da interface.

A partir dos valores de força de arrancamento na ruptura, foi definida a envoltória de resistência na interface prevista numericamente, apresentada na Figura 2.12. Coerentemente, a envoltória de resistência na interface passa pela origem, indicando um valor nulo de adesão solo-reforço (c_a), e apresenta um ângulo

de atrito de interface igual a 22° , correspondendo a uma redução na parcela de atrito da ordem de 56% ($R_{inter} = 0,56$).

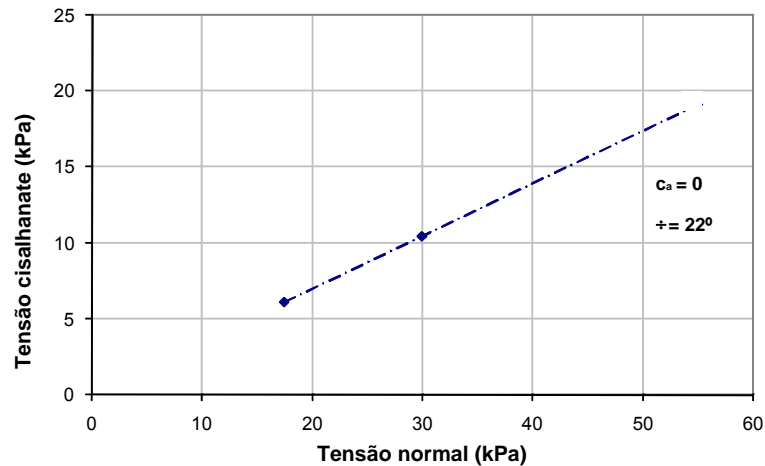


Figura 2.12. Envoltória de resistência na interface prevista numericamente

A Figura 2.14 mostra a mobilização gradativa do ângulo de atrito na interface com a evolução da força de arrancamento, em um ponto localizado no centro do reforço. Nota-se que, quanto menor é a tensão confinante, menor é a força de arrancamento necessária para que ocorra a mobilização total do atrito. Ressalta-se que o arrancamento ocorre quando todos os pontos ao longo do comprimento do reforço atingem a condição de ruptura, explicando o fato da mobilização do atrito no centro do reforço ocorrer para valores de força inferiores aos apresentados na Figura 2.13.

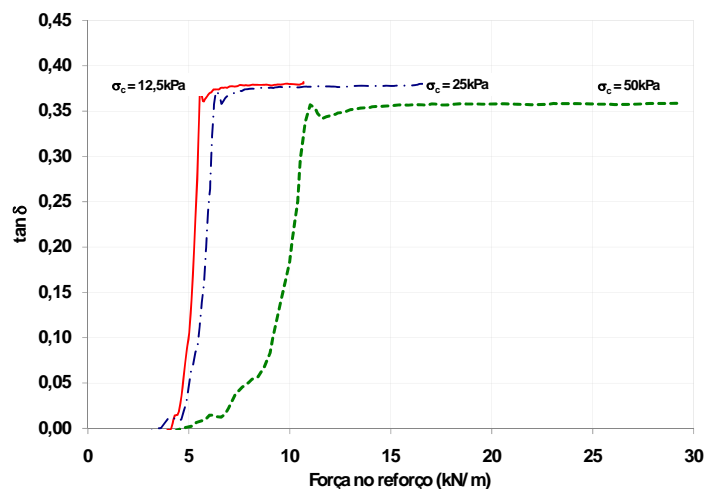


Figura 2.143. Mobilização do ângulo de atrito da interface durante o ensaio

2.6 Influência do Comprimento do Geotêxtil

Para a verificação da influência dos comprimentos dos reforços na resposta ao arrancamento foram executadas simulações para comprimentos iguais a 0,6m, 0,8m e 1,0m, mantendo-se constante a tensão confinante de 25kPa.

A Figura 2.15 apresenta a curva força de arrancamento vs deslocamento horizontal de um ponto situado no extremo oposto à aplicação da força, ou seja, na extremidade posterior do reforço. Os resultados indicam que as forças de arrancamento na ruptura, previstas numericamente, foram de 22,79kN/m, 18,22kN/m e 13,58kN/m para os comprimentos de 1,0m, 0,8m e 0,6m, respectivamente. Como esperado, menores comprimentos de reforço mobilizam menores valores de resistência na interface. Este aspecto é particularmente importante em projetos de maciços reforçados com geossintéticos, na definição dos comprimentos de ancoragem.

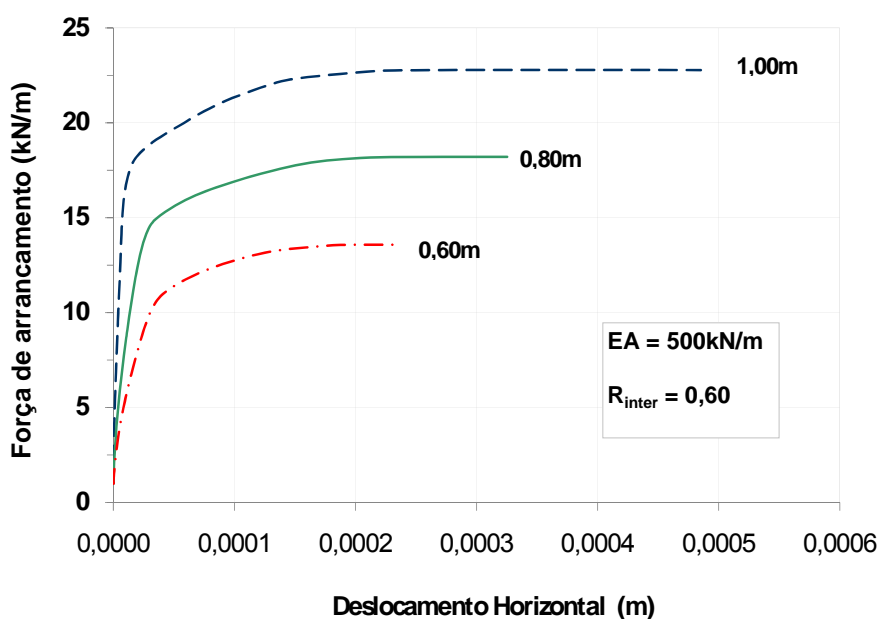


Figura 2.15. Influência do comprimento do geotêxtil: Previsão da força de arrancamento

Observa-se, também, que para o comprimento de reforço de 1,0m, o ponto posterior inicia o deslocamento horizontal com uma força de arrancamento de aproximadamente 13kN/m, e os reforços com comprimentos de 0,8m e 0,6m, com forças de 8,0kN/m e 3,0kN/m, respectivamente. Para o reforço com comprimento de

1,0m, o deslocamento do ponto posterior inicia-se para uma força de arrancamento correspondente a 57% da força de arrancamento máxima, enquanto para comprimentos de 0,8m e 0,6m, o deslocamento inicia-se para forças equivalentes a 44% e 22% da força máxima.

As distribuições dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço estão apresentadas na Figura 2.16. Observa-se que o deslocamento frontal na ruptura aumenta com o aumento do comprimento do reforço, semelhante ao que ocorre com o aumento da tensão confinante. Comportamento semelhante é reportado por Dias (2004), a partir de simulações de ensaios de arrancamento com geogrelhas.

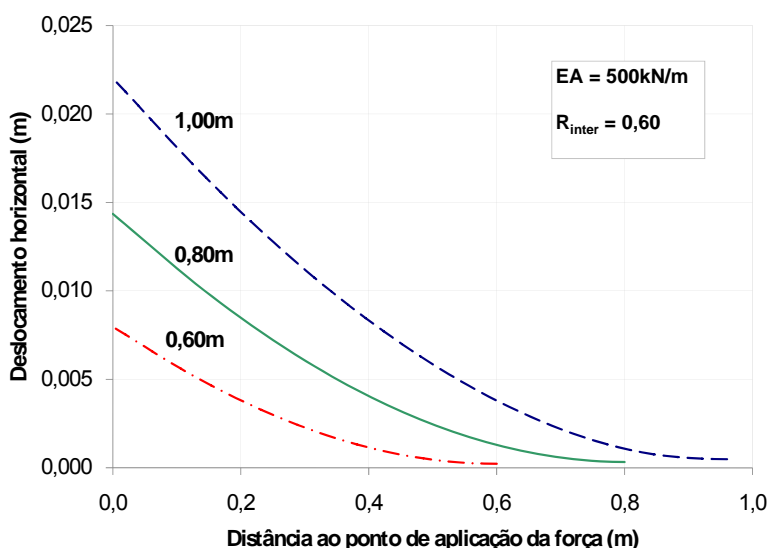


Figura 2.16. Influência do comprimento do geotêxtil: Distribuição dos deslocamentos no instante da ruptura

A Figura 2.17 apresenta a variação da força de arrancamento com o comprimento para diferentes valores de tensão confinante. Verifica-se que, maiores comprimentos e maiores tensões confinantes solicitam maiores forças para produzir a ruptura de interface. Ressalta-se que para os três comprimentos, a curva força de arrancamento vs comprimento apresenta um comportamento linear, permitindo a definição de envoltórias de resistência. Moraci e Giofré (2006) observaram esta linearidade a partir de resultados experimentais e de um modelo analítico. A

linearidade também é observada em termos de deslocamento frontal na ruptura (Figura 2.18).

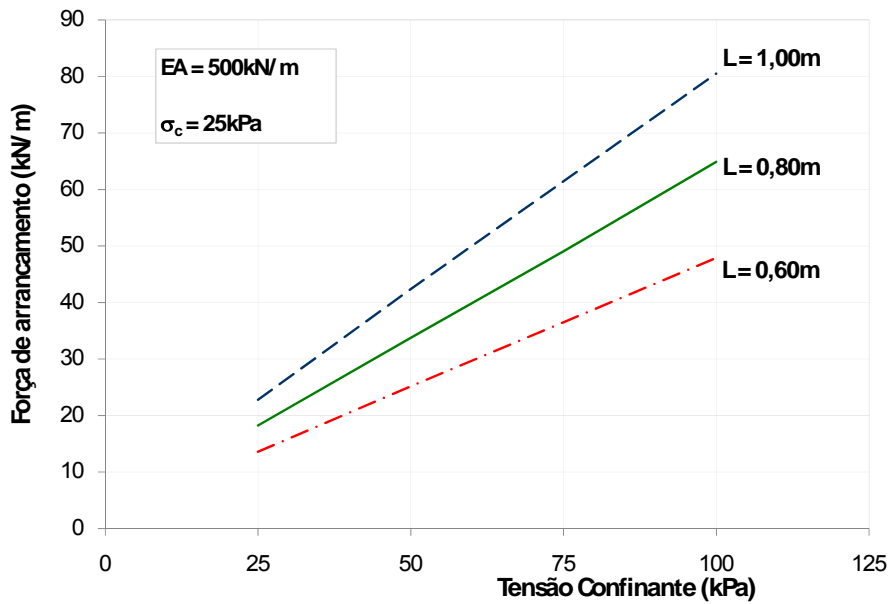


Figura 2.17. Influência do comprimento do reforço na força de arrancamento

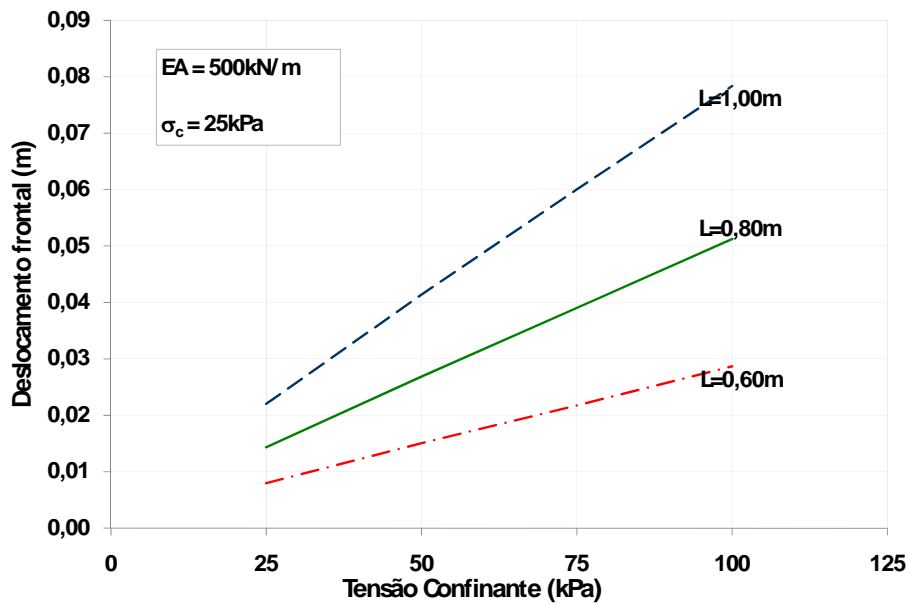


Figura 2.18. Influência do comprimento do reforço: Deslocamentos frontais

2.7 Influência da Rigidez do Geotêxtil

Dependendo do polímero usado, do processo e da qualidade da fabricação, os geotêxteis podem apresentar valores distintos de rigidez à tração. Este parâmetro é, em geral, definido a partir de ensaios de tração em faixa larga (NBR 12824).

De modo a averiguar a coerência do programa, foram impostos ao reforço três valores distintos de rigidez axial: 50kN/m, 500kN/m e 5000kN/m. A resposta das análises numéricas à influência da rigidez do reforço pode ser observada na Figura 2.19 e na Figura 2.20.

A Figura 2.19 mostra que, coerentemente, as deformações, representadas pela tangente das curvas, são decrescentes em função da rigidez da inclusão. Reforços mais rígidos apresentam menores deformações durante a solitação de arrancamento, com uma tendência maior de deslocamentos de corpo rígido, como pode ser observado na simulação com EA=5000kN/m.

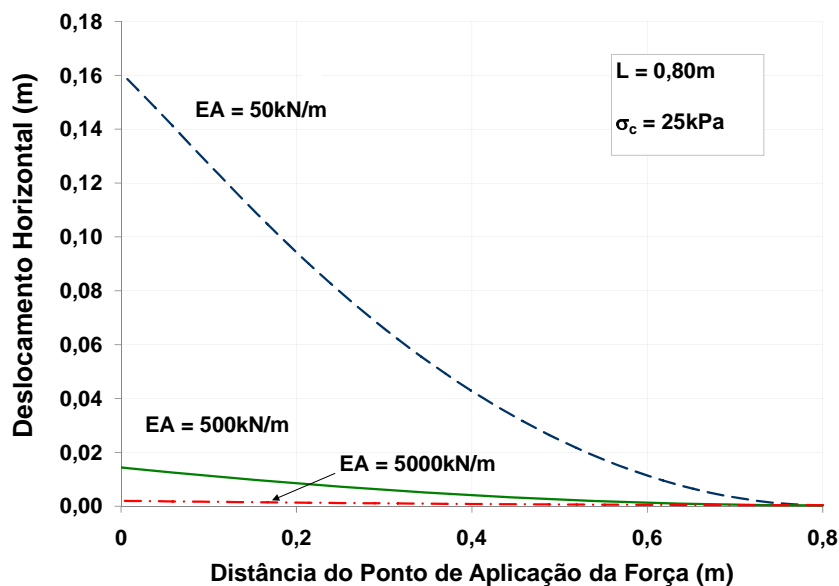


Figura 2.19. Influência da rigidez: Deslocamentos horizontais ao longo do reforço no instante da ruptura

Na Figura 2.20, estão apresentadas as curvas força de arrancamento vs deslocamento de um ponto (A) distante 20cm do ponto de aplicação da carga, para os diferentes valores de rigidez. Observa-se que, quanto maior a rigidez do reforço, menor será o deslocamento necessário para promover a ruptura por arrancamento. Observa-se que o reforço com rigidez de 50kN/m desloca-se frontalmente de

aproximadamente 0,09m enquanto o reforço com rigidez de 5000kN/m sofre um deslocamento de apenas 0,001m. A ruptura, no entanto, ocorre para valores semelhantes de força de arrancamento. Comportamento semelhante foi reportado por Sobhi e Wu (1996).

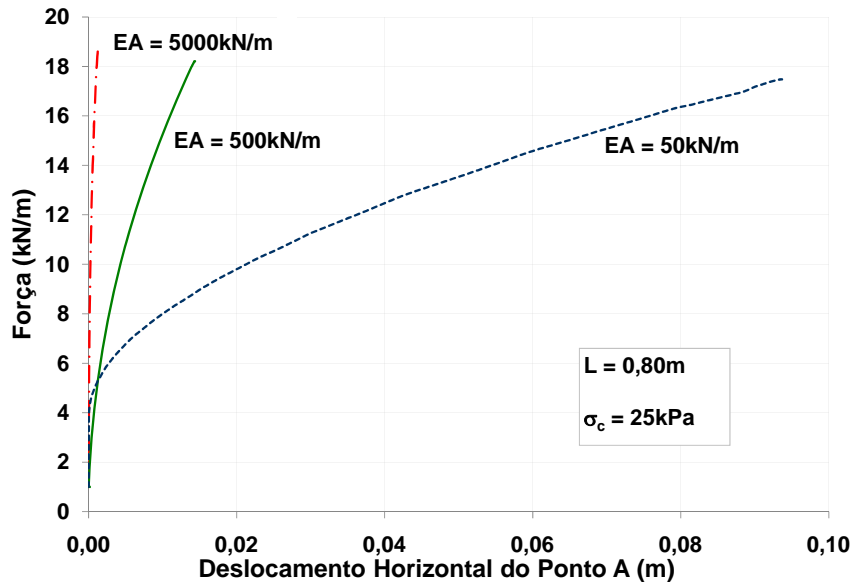


Figura 2.20. Influência da Rigidez: Deslocamentos horizontais no instante da ruptura

Na Figura 2.21, apresenta-se a distribuição dos esforços de tração ao longo do comprimento do reforço na ruptura, para os 3 valores distintos de rigidez. É interessante notar que as distribuições são praticamente coincidentes. Cabe notar que a rigidez axial ($EA = F/\varepsilon$) apresenta reflexos na deformação do reforço.

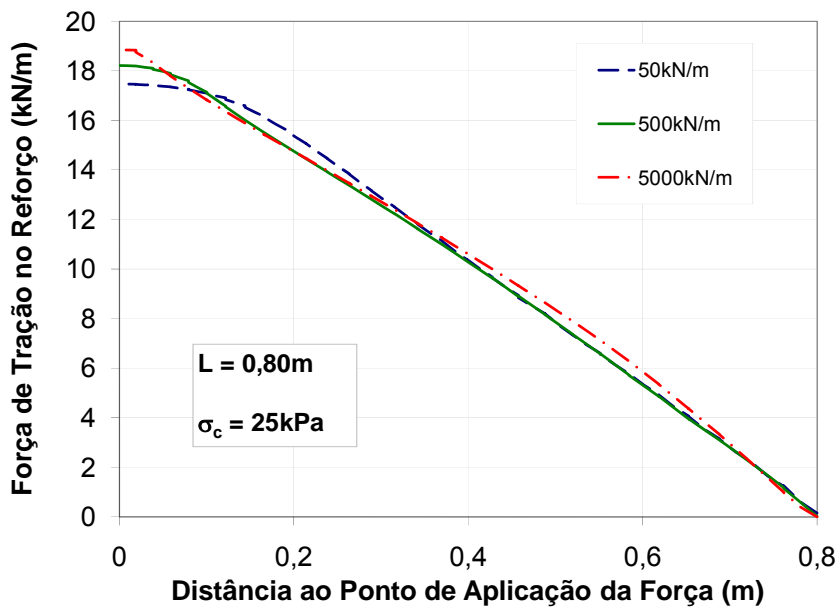


Figura 2.21. Influência da Rigidez: Esforços de tração ao longo do reforço na ruptura

2.8 Influência da Interface Solo-Geotêxtil

De acordo com Jewell (1996), o coeficiente de interação solo-reforço (f), dependente do mecanismo de interação mobilizado na interface solo-reforço e do movimento relativo que ocorre na interface. No caso de geotêxteis e geomantas, o único mecanismo mobilizado é o atrito superficial. Este coeficiente é análogo ao parâmetro de interface (R_{inter}) definido pelo programa Plaxis (equação 22)

De forma a investigar a influência do coeficiente de interface solo/reforço, foram avaliados três valores de R_{inter} , iguais a 0,4, 0,6 e 0,9. Cabe lembrar que quanto mais rugosa for a interface maior será o valor de R_{inter} .

A

Figura 2.22 mostra os deslocamentos horizontais ao longo do comprimento do reforço para os três valores de R_{inter} . Observa-se que os deslocamentos horizontais maiores incidem na parte frontal, independente da interface solo/reforço. A deformação, calculada pela inclinação das curvas, comprova que a interface mais rígida necessita de maiores deformações no reforço para que haja a ruptura.

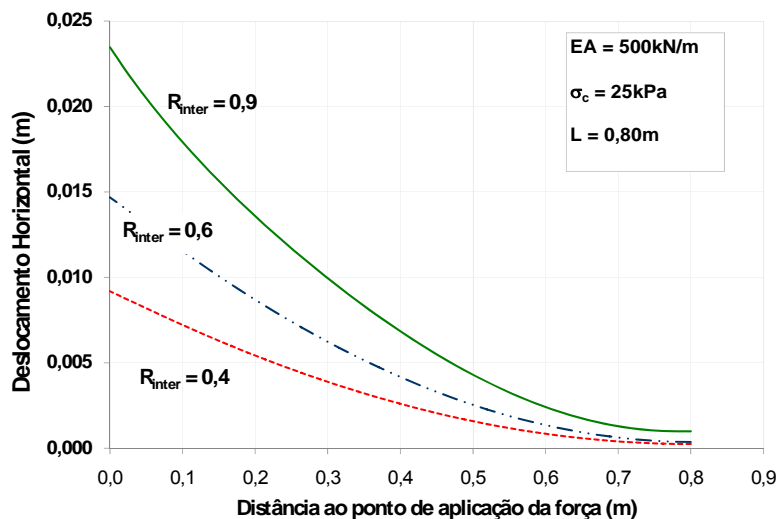


Figura 2.22. Influência da interface solo-geossintético: Deslocamentos horizontais ao longo do reforço

A Figura 2.23 apresenta a previsão da força de arrancamento em função dos deslocamentos horizontais frontais, para os diferentes parâmetros de interface. Nota-se que quanto menor é o valor de R_{inter} , menor a força de arrancamento, já que o coeficiente de interface é um fator de redução dos parâmetros de resistência do solo.

Os resultados numéricos concordam com Koerner (2005), que afirma que existe uma maior eficiência entre a interação solo-reforço para maiores valores de R_{inter} . O autor denomina eficiência (E_ϕ) como a razão entre $\tan\delta$ e $\tan\phi$, ou seja, R_{inter} traduz a eficiência da interface.

Em projetos de maciços reforçados, o valor de R_{inter} , ou da eficiência (E_ϕ), é necessário para a determinação do comprimento do reforço. Na prática, quando se desconhece o valor de R_{inter} , é usual a adoção de valores entre 0,7 e 0,8 para geotêxteis, e entre 0,8 e 1,0 para geogrelhas (Sayão et al, 2004). Os resultados numéricos mostram que a influência de R_{inter} na resposta ao arrancamento pode ser significativa.

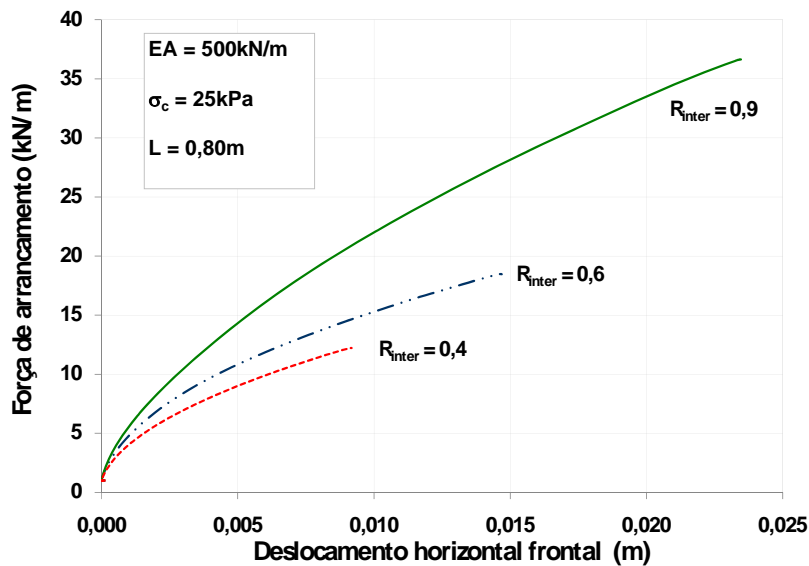


Figura 2.23. Influência da interface solo-geossintético: Previsão da força de arrancamento

2.9 Influência da Interface Solo-Parede

Nos ensaios de arrancamento, é importante minimizar a influência das condições de contorno do equipamento, a partir da lubrificação das paredes da caixa de ensaio. Este procedimento é necessário para diminuir o atrito entre o solo e o material da caixa, que pode ser liso ou rugoso. Experimentalmente, costuma-se lubrificar as paredes internas da caixa com óleo ou graxa, e dupla camada de filme plástico (Palmeira, 1987).

Pode-se lubrificar apenas a parede frontal, que é a mais próxima da aplicação da força de arrancamento, ou lubrificar todas as paredes internas. Nas análises numéricas, procedeu-se apenas à lubrificação da parede frontal, e foram adotados valores de interface solo-parede (R_{inter}) iguais a 0,4 (menor atrito), 0,6 e 0,9 (maior atrito), de forma a avaliar a influência da lubrificação da parede frontal na força de arrancamento.

A Figura 2.24 apresenta a distribuição da força de arrancamento durante o ensaio, para os diferentes valores de interface solo-parede. Nota-se que, quanto mais lubrificada é a parede frontal, maior é a força de arrancamento no momento da ruptura.

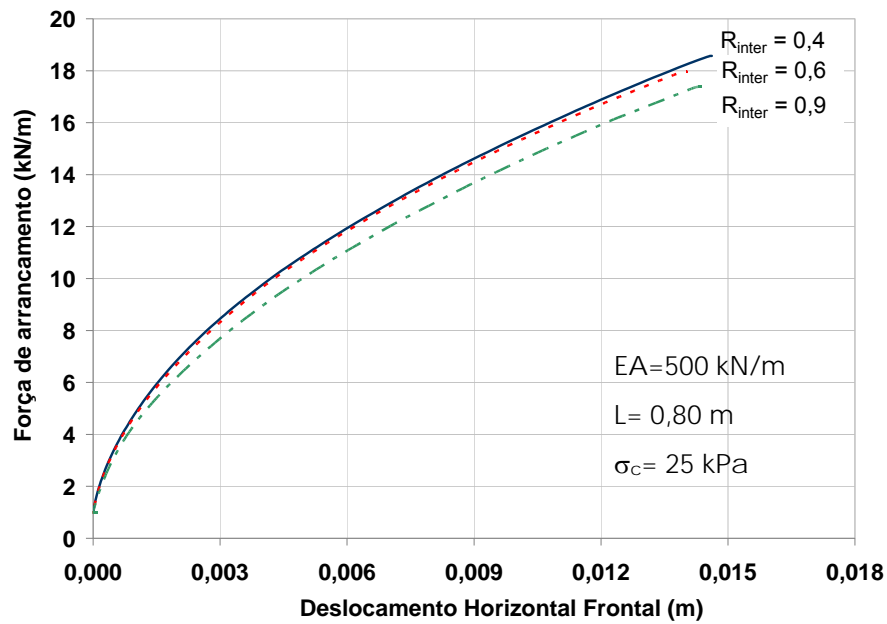


Figura 2.24. Influência da interface solo-parede: Distribuição da força de arrancamento

Dias (2004) executou simulações numéricas e comparou os resultados com a lubrificação de todas as paredes e com a lubrificação apenas da parede frontal. Aquele autor reporta maiores valores de força de arrancamento, quando a lubrificação é executada em todas as paredes internas da caixa de ensaio.

A Figura 2.25 apresenta as distribuições das forças normais atuantes nas interfaces solo-reforço, assim como as distribuições das tensões totais verticais dentro da caixa de ensaio para os diferentes valores de R_{inter} (interface solo/parede frontal).

Analisando a distribuição de tensões, observa-se que existe um pequeno alívio das tensões normais no nível do reforço para valores maiores de R_{inter} . Os resultados sugerem que ocorre uma transferência de tensões para as paredes da caixa, quando o atrito solo-parede aumenta, minorando a tensão normal no nível do reforço. Consequentemente, a força de arrancamento é menor quando o atrito entre o solo e a parede é maior.

Sugimoto et al (2001) afirmam que paredes rugosas, com maior R_{inter} , apresentam maior concentração de forças e deslocamentos no trecho inicial do reforço. A lubrificação permite uma melhor distribuição das deformações ao longo do geossintético.

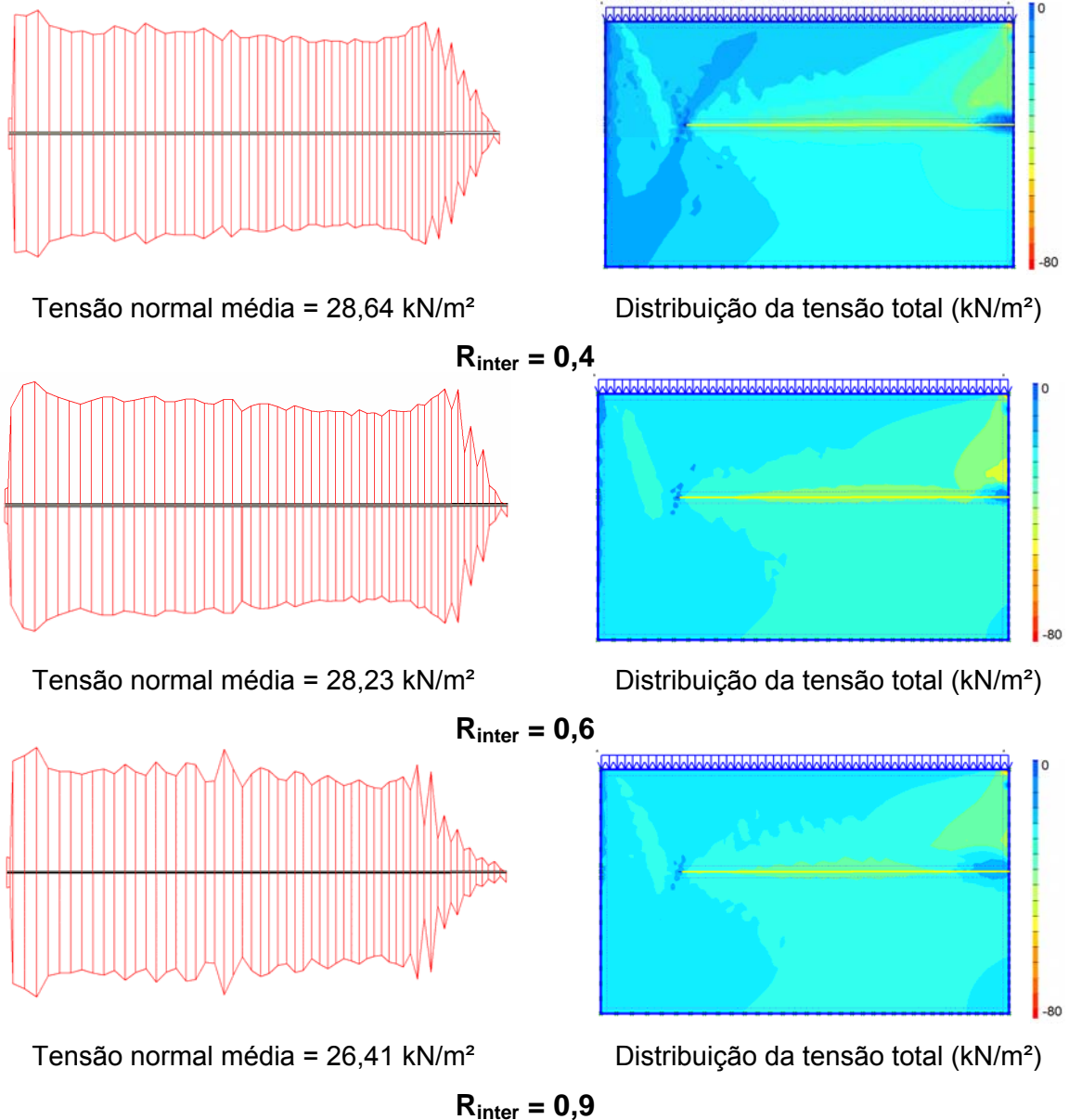


Figura 2.25. Interface solo-parede: Tensão normal no reforço e tensões totais

2.10 Considerações Finais

O presente capítulo apresentou a ferramenta numérica (Plaxis) adotada no presente trabalho, e uma série de análises paramétricas que permitiram adquirir confiança no programa Plaxis em simulações de arrancamento.

O comportamento previsto numericamente foi comparado a observações experimentais reportadas na literatura. As análises mostraram que o programa computacional é capaz de reproduzir o comportamento de geotêxteis sob condição de arrancamento.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL ANALISADO

Para a verificação da aplicabilidade dos modelos analítico e numérico, foram reproduzidos os ensaios de arrancamento realizados e apresentados por Espinoza (2000). Os ensaios foram executados no Laboratório de Geotecnia do CEDEX, em Madri, em um equipamento de grandes dimensões. Foram adotados 2 diferentes tipos de geotêxtil, imersos em solo arenoso, sob distintos níveis de confinamento. Todos os ensaios foram instrumentados com medidores de deformação (*strain-gage*), instalados ao longo do comprimento enterrado do reforço.

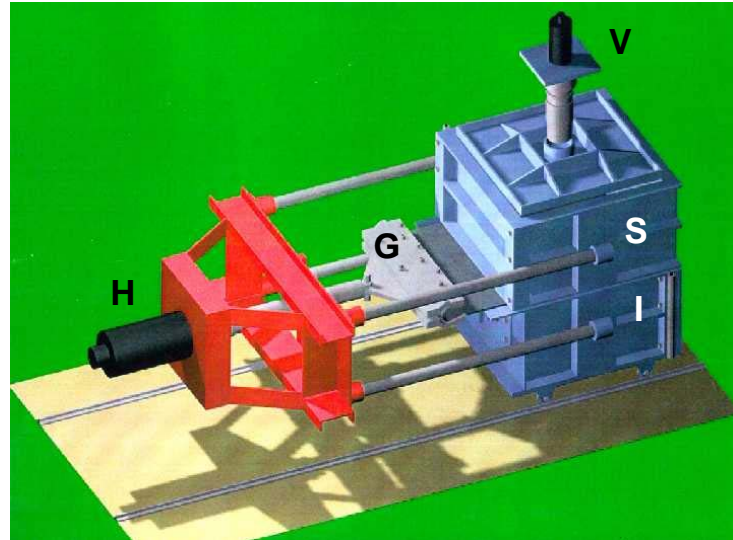
Os itens subsequentes apresentam uma breve descrição do equipamento, a caracterização dos materiais (geotêxteis e solo arenoso), os detalhes da instrumentação, e o programa completo de ensaios de arrancamento.

3.1 Descrição do Equipamento e Procedimento de Ensaio

O equipamento consiste em uma caixa de cisalhamento direto, rígida, capaz de ensaiar corpos de prova com dimensões de 1,00m de lados e 1,20m de altura, e é composto por dois sistemas de aplicação de carga: um macaco hidráulico vertical e um macaco hidráulico horizontal (Sieira e Sayão, 2002).

Para a execução dos ensaios de arrancamento, uma garra especial é adaptada ao macaco hidráulico horizontal, com o objetivo de produzir o arrancamento do reforço. Esta garra foi especialmente projetada para a execução de ensaios de arrancamento em geogrelhas e é capaz de distribuir o esforço de tração uniformemente ao longo da largura da geogrelha (Castro, 1999). A Figura 3.1 apresenta um esquema do equipamento utilizado para os ensaios de arrancamento. Nota-se que entre a extremidade frontal da caixa e a garra de arrancamento existe um trecho não confinado de aproximadamente 0,20m.

Um suporte metálico com altura de 0,25m foi instalado na base da caixa inferior, com o objetivo de diminuir o volume de solo e, conseqüentemente, o tempo de preparação do ensaio. Com este procedimento, o corpo de prova atingia uma altura final de 0,60m, como mostra a Figura 3.2.



H = Macaco Hidráulico Horizontal, V = Macaco Hidráulico Vertical
S = Caixa Superior, I = Caixa Inferior, G = Garra

Figura 3.1. Esquema do equipamento de arrancamento (Castro, 1999)

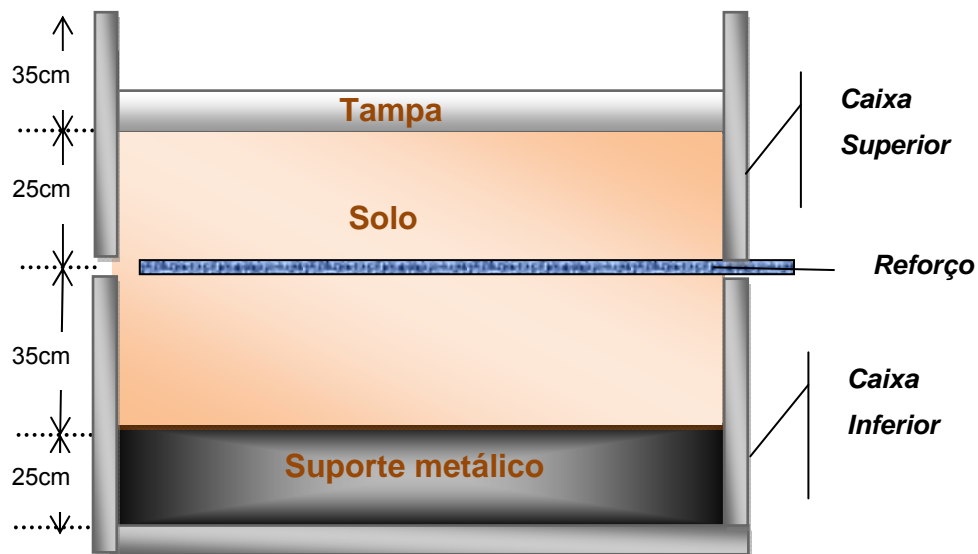


Figura 3.2. Corte esquemático da caixa de ensaio

O procedimento de ensaio consistia no preenchimento da metade inferior da caixa com solo compactado, posicionamento do geotêxtil, fixação do geotêxtil na garra de arrancamento, e posterior preenchimento da metade superior da caixa. Após a montagem, aplicava-se a tensão normal e iniciava-se o processo de arrancamento do geotêxtil.

3.2 Caracterização dos Materiais

No programa de ensaios, foram utilizados 2 tipos distintos de geotêxteis, embutidos em solo arenoso compactado. Este solo foi detalhadamente caracterizado por Sieira (2003), que executou ensaios de arrancamento com geogrelhas no mesmo equipamento, com o mesmo solo, e sob as mesmas condições de umidade e densidade relativa. Desta forma, neste trabalho, a caracterização do solo será feita com base nos resultados apresentados por Sieira (2003).

3.2.1 Solo Arenoso

O solo ensaiado consistia em uma areia bem graduada, proveniente da Serra de Madri, constituída predominantemente por quartzo e feldspato. Na Tabela 3-1, estão apresentadas as principais características geotécnicas do solo utilizado no programa experimental.

Tabela 3-1 - Caracterização do solo arenoso

G_s	D₁₀ (mm)	D₅₀ (mm)	CNU	CC
2,71	0,07	0,7	14,2	1,28

Onde: G_s= densidade dos grãos, D₁₀ = diâmetro efetivo do solo , D₆₀ = diâmetro abaixo do qual situam 60% em peso das partícula, CNU= coeficiente de não uniformidade, CC= coeficiente de curvatura

Os parâmetros de resistência foram determinados em ensaios triaxiais drenados em corpos de prova de grandes dimensões (22,9cm de diâmetro). Estes ensaios foram executados sob diferentes níveis de tensão normal (10, 25, 50, 100 e 300kPa), e os resultados estão mostrados na Figura 3.3. A partir destes resultados, estabeleceu-se a envoltória de resistência p x q do solo (Figura 3.4), que fornece intercepto coesivo e ângulo de atrito iguais a 16kPa e 37°, respectivamente.

Ressalta-se que os ensaios de arrancamento foram realizados em condições de densidade relativa igual a 80%. A areia, utilizada no ensaio para encher a caixa, foi compactada na umidade de $10 \pm 0,2\%$, em 4 camadas sucessivas de 17,5cm de altura, após a compactação. Para ajustar a densidade relativa, a quantidade de solo necessária para se preencher uma camada era inicialmente pesada e, por meio do

macaco hidráulico vertical, compactava-se estaticamente a areia até se atingir a altura requerida.

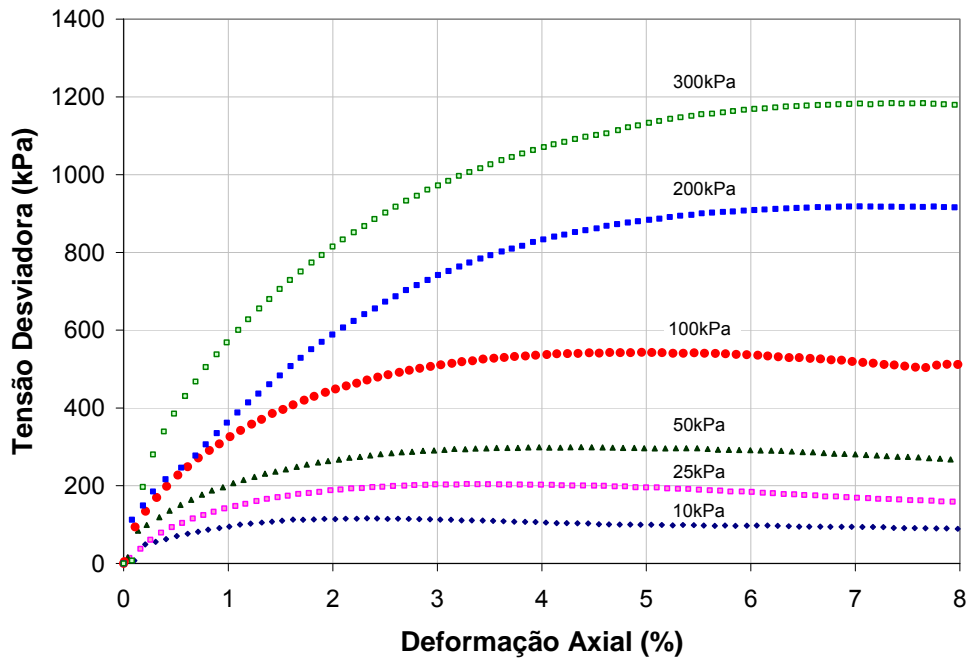


Figura 3.3. Ensaios triaxiais tipo CD – Solo arenoso (Sieira, 2003)

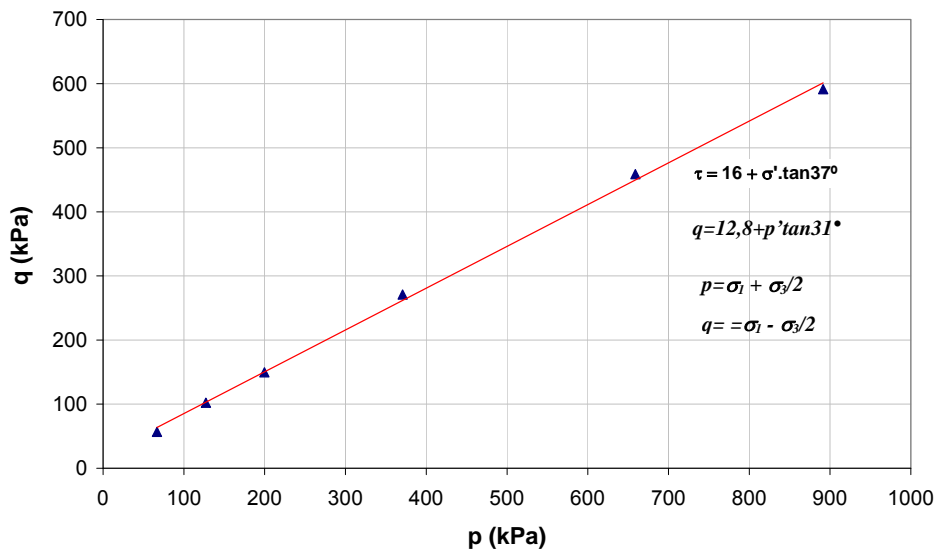


Figura 3.4. Envoltória de resistência do solo arenoso

3.2.2 Geotêxteis

No programa experimental realizado por Espinoza (2000), foram utilizados dois diferentes tipos de geotêxteis, denominados GA e GB. Ambos caracterizam-se

por serem não tecidos agulhados, constituídos de filamentos contínuos de polipropileno, reforçados com filamentos de poliéster.

A Tabela 3-2 reúne as principais características físicas e mecânicas dos geotêxteis. Na Figura 3.5, apresentam-se as curvas dos ensaios de tração simples, fornecidas pelos fabricantes. Nota-se que o geotêxtil GB possui maior resistência e maior rigidez à tração.

Tabela 3-2 - Características físicas e mecânicas dos geotêxteis

	GA	GB
Resistência à tração longitudinal (kN/m)	75	200
Resistência à tração transversal (kN/m)	14	14
Alongamento longitudinal máximo na ruptura (%)	13	13
Espessura (mm)	2,3	2,9

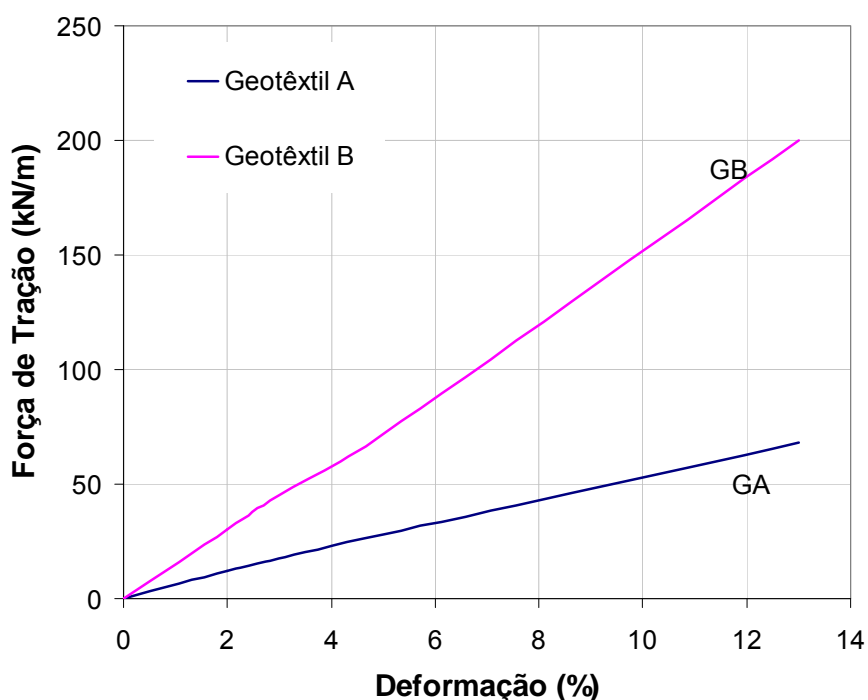


Figura 3.5. Ensaio de tração simples fornecidos pelos fabricantes

3.3 Detalhes da Instrumentação

Os geotêxteis foram instrumentados com medidores de deformação (*strain-gages*), instalados em 5 pontos ao longo do comprimento do reforço, com

espaçamentos de 20cm, como indica a Figura 3.6. Com a finalidade de verificar a influência do sistema de fixação nos resultados dos ensaios de tração simples, Espinoza (2000) também instalou um *strain-gage* (SG_1) no trecho não confinado.

Os *strain gages* utilizados possuíam 60mm de comprimento e 10mm de largura e são específicos para ensaios com polímeros, pois são capazes de suportar até 20% de deformação.

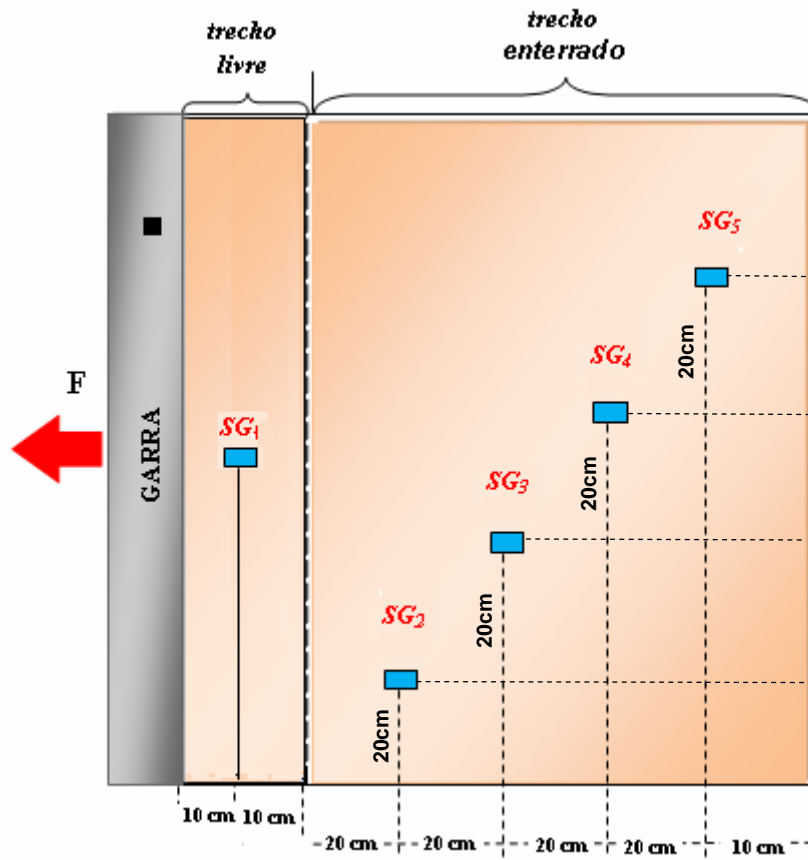


Figura 3.6. Instrumentação dos ensaios de arrancamento

3.4 Programa de Ensaios

De modo a facilitar a identificação dos ensaios executados por Espinoza (2000), foi adotada a seguinte convenção de nomenclatura:

$$\mathbf{G} - \sigma (n)$$

onde: G = tipo de geotêxtil:

GA = Geotêxtil A

GB = Geotêxtil B

σ = tensão normal (kPa)

(n): Identifica ensaios realizados sob mesmo nível de tensão confinante.

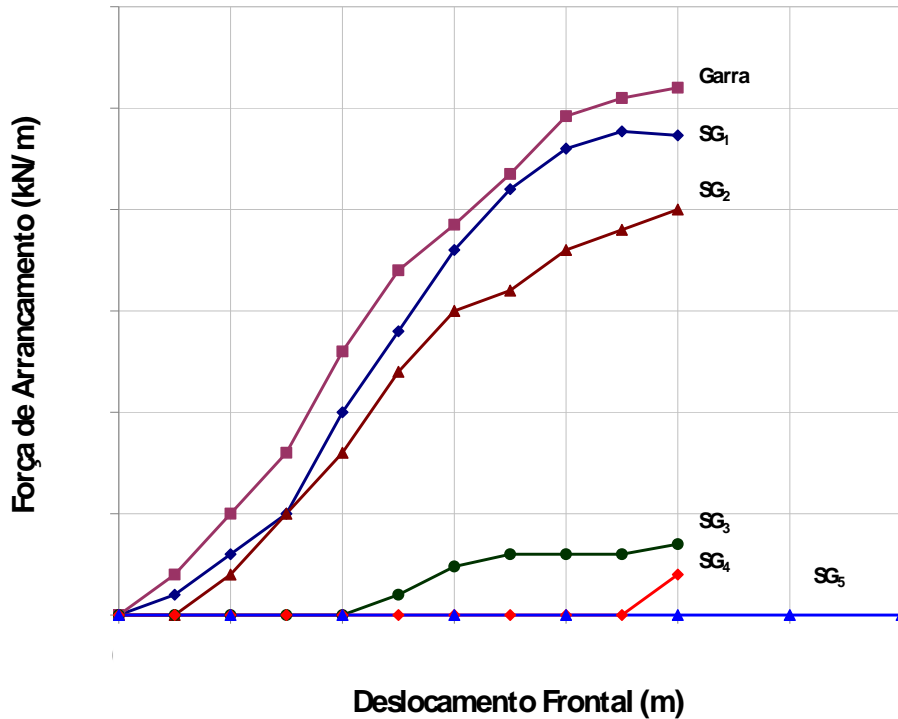
A Tabela 3-3 apresenta os valores da força de arrancamento no instante da ruptura (P_{ult}), e o tipo de mecanismo de ruptura observado em cada ensaio (arrancamento ou tração da malha). Ressalta-se que, em ensaios de arrancamento sob níveis altos de confinamento, é usual a ruptura do geossintético na garra, uma vez que o confinamento impede o deslocamento do reforço, gerando esforços que provocam a ruptura do reforço no trecho não confinado. Estes ensaios não representam a condição de arrancamento, e por isso, não serão reproduzidos pelos modelos analítico e numérico.

Tabela 3-3 - Valores da força de arrancamento na ruptura

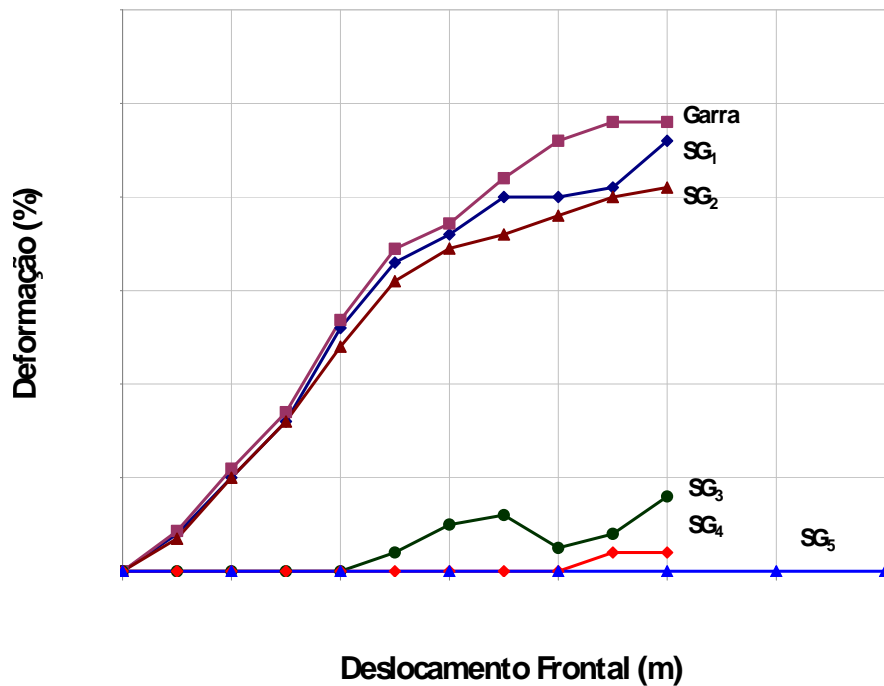
Ensaio	P_{ult} (kN/m)	Mecanismo
GA-12	40	Arrancamento
GA-25	45	Arrancamento
GA-50	47	Arrancamento
GA-100	46	Tração
GA-150	47	Tração
GA-300	44	Tração
GB-50(1)	78	Arrancamento
GB-100(1)	95	Arrancamento
GB-100(2)	107	Arrancamento
GB-150(1)	108	Tração
GB-150(2)	110	Tração
GB-300	101	Tração

A Figura 3.7 apresenta o resultado típico de um ensaio de arrancamento realizado por Espinoza (2000). São apresentadas as forças e as leituras de deformação na garra, e nos diferentes medidores instalados ao longo do reforço, no decorrer do ensaio. As curvas indicam que à medida que o ponto de leitura se afasta do ponto de aplicação da força de arrancamento (garra), menores são as deformações medidas. Como conseqüência, verifica-se uma redução da força ao longo do comprimento do reforço, como indica a Figura 3.8. Comportamento semelhante foi observado nos demais ensaios realizados e reportados por Espinoza (2000).

Os resultados de todos os ensaios de arrancamento serão apresentados no Capítulo 6, juntamente com os resultados previstos pelos modelos analítico e numérico.



(a) Força vs Deslocamento Frontal-Típico



(b) Deformação vs Deslocamento Frontal

Figura 3.7. Resultado típico de um ensaio de arrancamento (Espinoza, 2000)

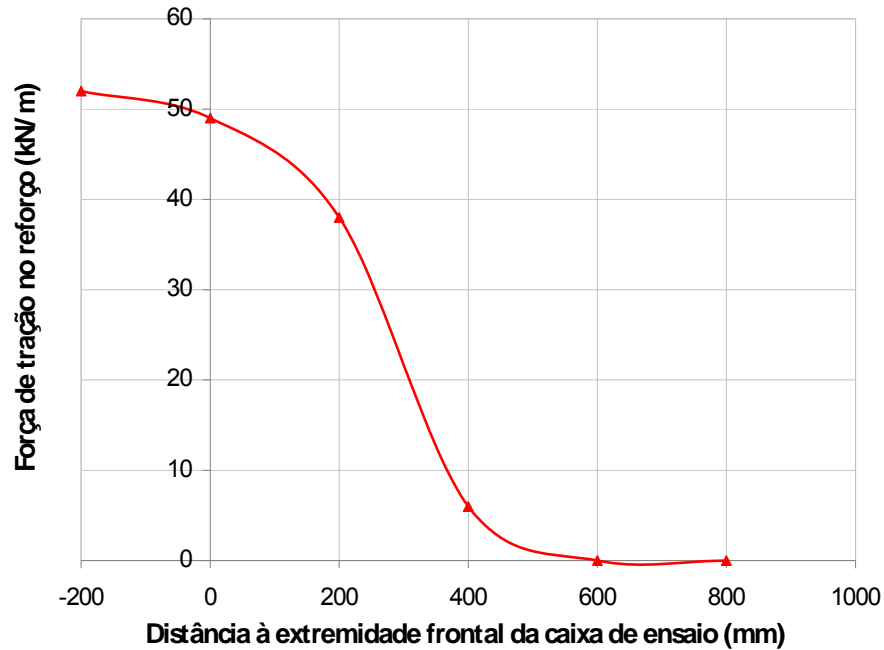


Figura 3.8. Distribuição dos esforços de tração ao longo do reforço (Espinoza, 2000)

A Tabela 3-4 apresenta os parâmetros de resistência na interface para os geotêxteis GA e GB, obtidos por Espinoza (2000), a partir das curvas força de arrancamento vs deslocamento frontal. Observa-se que a interface solo-geotêxtil GB apresenta maior valor de atrito.

Tabela 3-4 - Parâmetros de resistência na interface (Espinoza, 2000)

Interface	c_a (kPa)	δ (°)
Solo - Geotêxtil GA	16	28
Solo - Geotêxtil GB	16	35

Legenda: c_a = adesão solo-geotêxtil; δ = ângulo de atrito da interface

3.5 Considerações Finais

O presente Capítulo apresentou o programa experimental utilizado para a calibração dos modelos analítico e numérico. Os ensaios foram executados com 2 tipos de geotêxteis distintos, imersos em solo arenoso, sob diferentes níveis de confinamento. A caracterização dos materiais foi apresentada, juntamente com os detalhes de instrumentação, que consistiu na instalação de medidores de deformação em diferentes pontos ao longo do comprimento do reforço.

4 DESCRIÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICO E NUMÉRICO

4.1 Introdução

Este capítulo apresenta a descrição dos modelos analítico e numérico, desenvolvidos para a reprodução do mecanismo de transferência de esforços e deformações ao longo do comprimento do reforço, em solicitações de arrancamento de geotêxteis.

O modelo analítico foi desenvolvido com base nos modelos propostos por Costalonga e Kuwajima (1995) e Sieira et al (2009). Apresenta-se a descrição do modelo e a metodologia de obtenção dos parâmetros, que requer resultados de ensaios de tração simples dos geotêxteis e cisalhamento direto dos solos.

A modelagem numérica foi realizada com o programa computacional Plaxis, de elementos finitos, apresentado no Capítulo 3. Aspectos como geração de malha e condições de contorno serão abordados, juntamente com os modelos constitutivos adotados e os parâmetros representativos dos materiais envolvidos.

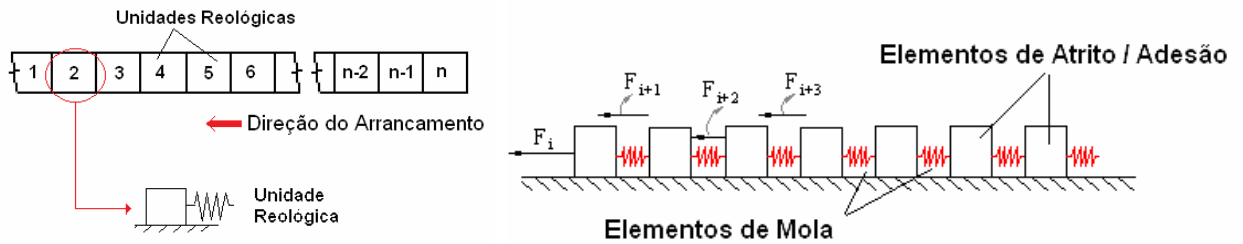
4.2 Modelo Analítico

4.2.1 Descrição do Modelo

O princípio básico do modelo consiste em dividir o geotêxtil em uma série de unidades reológicas, como mostra a Figura 4.1. Cada unidade é composta por um elemento de atrito/adesão, que representa a resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geotêxtil, e um elemento de mola, que representa a deformabilidade do geotêxtil.

A distribuição de tensões e de deformações ao longo do comprimento do geotêxtil é não-linear. O elemento de atrito considera a mobilização progressiva da resistência ao cisalhamento na interface solo-reforço. O elemento de mola considera a não-linearidade da deformação do geotêxtil.

A força aplicada na primeira unidade reológica (elemento 1) é transmitida ao elemento subsequente. No entanto, ocorre uma perda decorrente da mobilização da resistência ao cisalhamento na interface. Além disso, os deslocamentos ao longo do comprimento do reforço também decrescem, em função da deformabilidade do geossintético.



(a) Unidade Reológica

(b) Elementos de atrito/adesão e elementos de mola

Figura 4.1. Modelo reológico de transferência de carga para geotêxteis

4.2.1.1 Elemento de Mola

No modelo analítico, a não linearidade do comportamento tensão vs deformação dos geotêxteis pode ser representada por uma função hiperbólica, expressa por:

$$F = \frac{\varepsilon}{a + b \cdot \varepsilon} \quad (25)$$

onde: F é a força de tração, ε é a deformação, a e b são os parâmetros hiperbólicos, obtidos a partir da curva força vs deformação do geotêxtil.

Para a determinação dos parâmetros a e b do modelo, faz-se necessária a curva força vs deformação, obtida em ensaios de tração simples de geotêxteis. Em geral, esta curva apresenta a forma de hipérbole, como indica a Figura 4.2. A partir do modelo hiperbólico, pode-se linearizar a curva F vs ε , plotando ε/F vs ε . Desta forma, obtêm-se os parâmetros a e b do modelo. A Figura 4.2 apresenta a transformação realizada a partir do modelo hiperbólico de Duncan et al (1980).

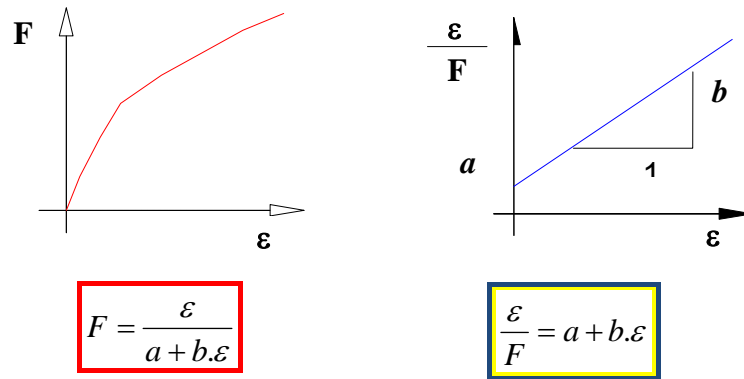


Figura 4.2. Não linearidade da curva força vs deformação de geotêxteis sob tração simples

4.2.1.2 Elemento de Atrito

O elemento de atrito/adesão representa a resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geotêxtil. No modelo de transferência de carga, este elemento é representado pela função hiperbólica da curva tensão cisalhante vs deslocamento horizontal (Duncan et al, 1980). Os parâmetros do solo são determinados de forma análoga aos parâmetros da mola (Figura 4.3).

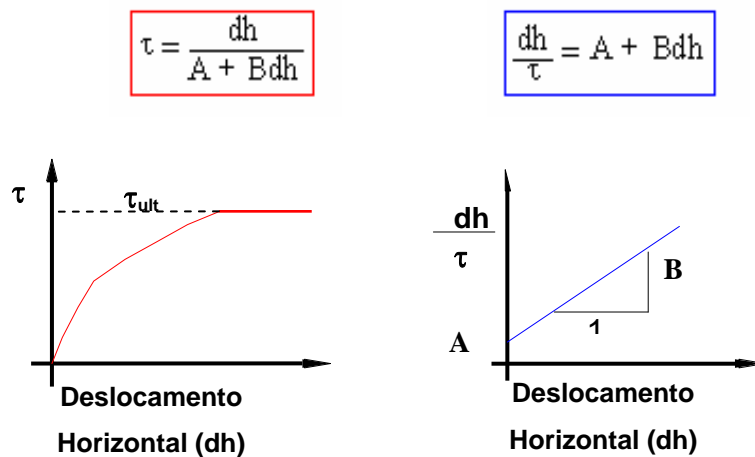


Figura 4.3. Não linearidade da curva tensão cisalhante vs deslocamento horizontal do solo em ensaios de cisalhamento direto

As curvas de cisalhamento direto são posteriormente corrigidas por um fator de aderência β entre o solo e o geotêxtil. O fator β reduz a tensão cisalhante do solo,

uma vez que o cisalhamento ocorre na interface solo-geotêxtil, o que representa uma parcela da resistência ao cisalhamento do solo.

Sendo assim, na interface, a resistência ao cisalhamento pode ser expressa por:

$$\tau_{\text{int}} = \beta \times \tau = \beta \times \left[\frac{dh}{A + B \cdot dh} \right] \quad (26)$$

onde: τ_{int} é a resistência ao cisalhamento na interface, β é o fator de aderência da interface, d_h é o deslocamento horizontal, A e B são os parâmetros hiperbólicos associados ao solo.

4.2.2 Processo de Cálculo

Para simular a condição de arrancamento, o modelo divide o geotêxtil em 47 unidades reológicas, compostas por 1 elemento de atrito/adesão e 1 elemento de mola, como indicado na Figura 4.1(a).

No modelo analítico, o deslocamento de um elemento (x_{i+1}) é igual ao deslocamento do elemento anterior (x_i) deduzindo-se a parcela referente à deformação que o elemento sofreu devido ao esforço normal. Sendo assim:

$$F_{i+1} = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} = \frac{\left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l} \right)}{a + b \left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l} \right)} \quad (27)$$

onde: F_{i+1} é a força transmitida ao elemento $i+1$, ε é a deformação do elemento, l é o comprimento do elemento, a e b são os parâmetros da mola.

Reescrevendo a Equação 27 em função de x_{i+1} , tem-se:

$$x_{i+1} = x_i - \left(\frac{F_{i+1} \cdot a \cdot l}{(1 - F_{i+1}) \cdot b} \right) \quad (28)$$

O elemento de atrito considera a resistência ao cisalhamento na interface solo-geotêxtil. Logo, a variação da força de arrancamento devido ao atrito entre dois elementos consecutivos (i e $i+1$) é calculada pela expressão:

$$F_i - F_{i+1} = 2 \cdot \beta \cdot \tau \cdot A_{pi} = 2 \cdot \beta \cdot \left(\frac{x_{i+1}}{A + B \cdot x_{i+1}} \right) \cdot A_{pi} \quad (29)$$

onde: F_{i+1} é a força transmitida ao elemento $i+1$, τ é a tensão cisalhante no solo, β é o fator de tensão na interface, A_{pi} é a área plana do elemento i , x_{i+1} é o deslocamento no elemento $i+1$, A e B são os parâmetros do solo.

No modelo, o cálculo é sequencial, sendo necessário o conhecimento prévio do deslocamento frontal (x_0) e da força de arrancamento na garra (F_0). A partir destes dados, obtidos em ensaios de arrancamento, procedem-se aos seguintes passos (Figura 4.4):

- Passo 1: Subdivide-se o geotêxtil em n elementos, ou seja, $i = \{0, n\}$;
- Passo 2: Aplica-se a equação 28 para determinar x_{i+1} , partindo-se do elemento $i=0$;
- Passo 3: A partir do valor de x_{i+1} , aplica-se equação 29 para determinar F_{i+1} ;
- Passo 4: Retorna-se ao passo 2, até $i=n-1$.

O cálculo é repetido sucessivamente até o último elemento do geotêxtil. Com isso, obtém-se a distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço.

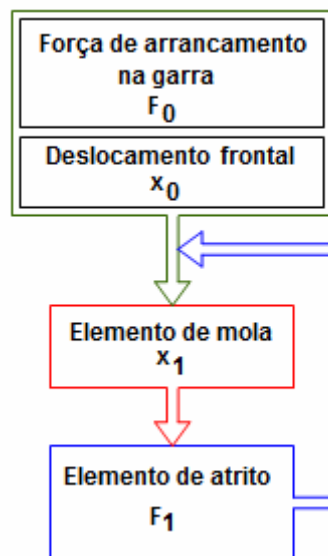
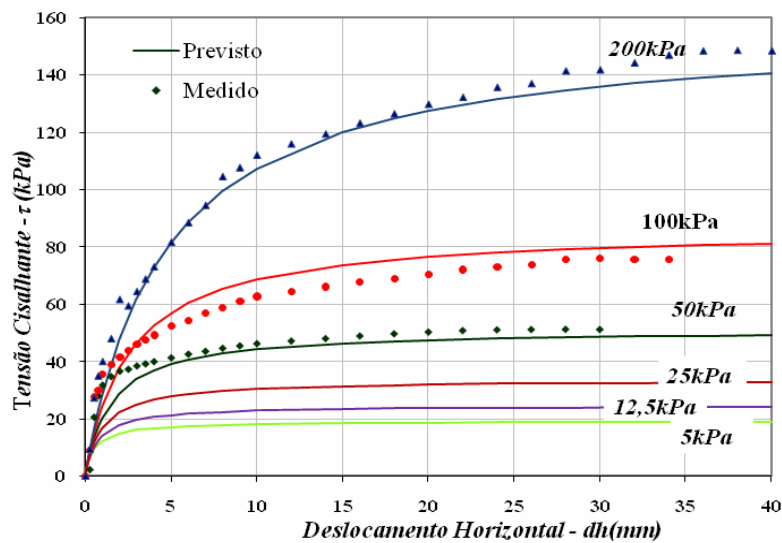


Figura 4.4. Processo sequencial de cálculo

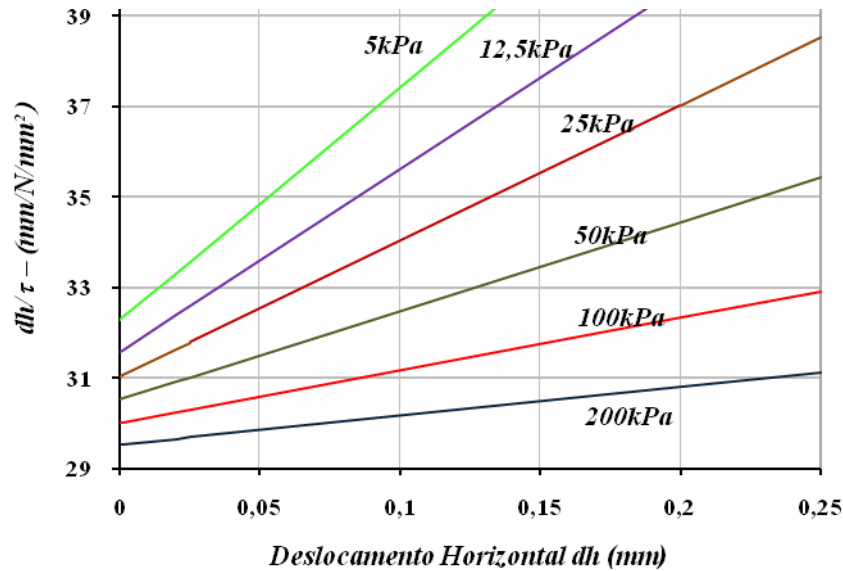
4.2.3 Obtenção dos Parâmetros do Modelo

4.2.3.1 Elemento de Atrito

A determinação dos parâmetros A e B, que representam a resistência mobilizada entre o solo e o reforço, foi realizada a partir da modelagem hiperbólica (equação 27) das curvas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto no solo arenoso (Sieira et al, 2009). A Figura 4.5 reproduz as curvas experimentais e as obtidas pelo modelo, considerando-se os diferentes níveis de tensão normal. Os resultados mostrados na Tabela 4-1 revelam que, coerentemente, os parâmetros A e B diminuem com o nível de tensão. Fundamentado na formulação hiperbólica, o parâmetro A relaciona-se com o inverso do valor assintótico da curva τ vs D_h , como mostra a Figura 4.3. Desta forma, o parâmetro A diminui com o aumento do nível de tensão. O parâmetro B está relacionado com o inverso da declividade inicial da curva τ vs D_h , que torna-se mais íngreme com o aumento da tensão normal.



a) Curvas tensão cisalhante vs deslocamento horizontal



b) Transformadas do modelo hiperbólico

Figura 4.5. Modelagem hiperbólica dos ensaios de cisalhamento direto

Tabela 4-1 - Parâmetros A e B do solo arenoso

σ_N (kPa)	A	B
5	32,28	51,79
12	31,57	40,64
25	31,04	29,91
50	30,52	19,57
100	30,01	11,57
200	29,51	6,37

Para representar a interface solo-reforço, as curvas de cisalhamento direto devem ser corrigidas por um fator de tensão na interface β entre o solo e o geotêxtil. Este parâmetro é definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geotêxtil (τ_{SG}) e a resistência ao cisalhamento do solo (τ_S), como indica a expressão:

$$\beta = \frac{\tau_{SG}}{\tau_S} = \frac{c_a + \sigma \cdot \tan \delta}{c + \sigma \cdot \tan \phi} \quad (30)$$

onde: c_a = adesão solo-geotêxtil; δ = ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil; c = coesão do solo; ϕ = ângulo de atrito do solo.

No caso de geotêxteis, a resistência ao cisalhamento na interface representa uma parcela da resistência ao cisalhamento do solo, logo, o valor de β é sempre menor ou igual à unidade.

Os valores de β foram determinados para distintos valores de tensão confinante, a partir da análise dos resultados de ensaios de arrancamento e cisalhamento direto do solo. A Tabela 4-2 apresenta os valores de β para as interfaces com os geotêxteis GA e GB, que variam com a tensão confinante. Salienta-se que β relaciona-se aos parâmetros de resistência da interface solo-geotêxtil (Tabela 3-4) e solo-solo.

Tabela 4-2 - Parâmetro β para distintos níveis de tensão normal

σ_N (kPa)	12,5	25	50	100	150	300
Geotêxtil GA	0,900	0,840	0,800	0,760	0,750	0,740
Geotêxtil GB	0,970	0,960	0,950	0,943	0,939	0,937

4.2.3.2 Elemento de Mola

A determinação dos parâmetros a e b , que representam a componente mola, pode ser realizada a partir da modelagem hiperbólica das curvas F vs ε de ensaios de tração simples dos geotêxteis (equação 26).

Entretanto, Sieira et al (2009) ressaltaram que para a boa aplicabilidade do modelo, os parâmetros a e b dos geossintéticos devem ser definidos a partir de ensaios realizados no mesmo equipamento dos ensaios de arrancamento, uma vez que o tipo de garra utilizado pode influenciar significativamente os resultados. Assim sendo, optou-se por utilizar as informações diretamente extraídas do ensaio de arrancamento, relativas ao comportamento do geotêxtil no trecho não confinado, localizado entre a extremidade frontal da caixa e a garra de arrancamento. Considerando-se as leituras realizadas no medidor de deformação SG_1 , localizado neste trecho (Figura 3.6), foi possível traçar a curva força axial vs deformação sob condição não confinada, para os diferentes ensaios de arrancamento executados por Espinoza (2000). Os resultados estão mostrados na Figura 4.6 e na Figura 4.7, para os geotêxteis GA e GB, respectivamente. Nestas figuras, também são apresentadas as curvas fornecidas pelo fabricante.

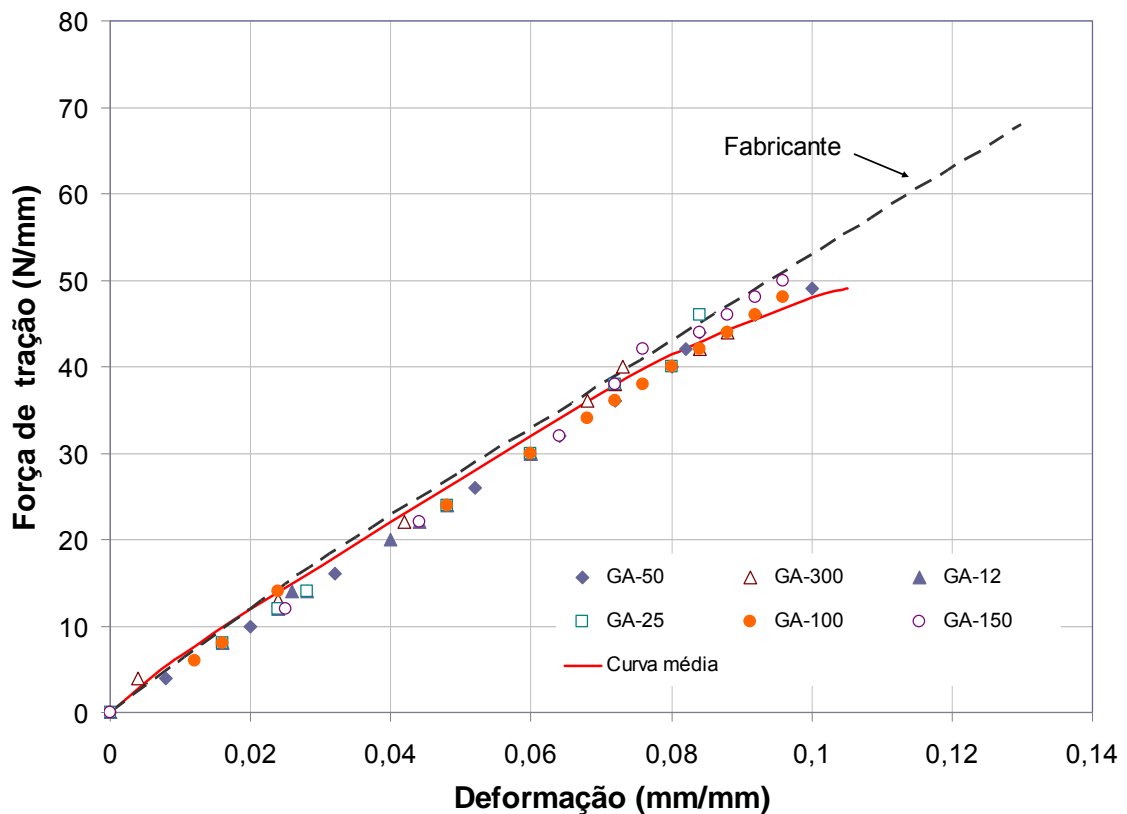


Figura 4.6. Tração Simples- Geotêxtil GA

Nota-se, no caso do geotêxtil GA (Figura 4.6), uma boa concordância entre a curva fornecida pelo fabricante e a obtida no trecho não confinado do ensaio de arrancamento.

Para o geotêxtil GB (Figura 4.7), observa-se uma maior diferença com relação à curva do fabricante. Em consonância com Sieira et al (2009), este resultado pode ser atribuído ao sistema de fixação do geotêxtil no equipamento de ensaio. Algumas garras danificam o geossintético fazendo com que a ruptura ocorra para menores esforços de tração. Esta observação reforça a sugestão de que os ensaios de arrancamento e tração simples devem ser realizados no mesmo equipamento, de forma a impedir a influência de variáveis como o sistema de fixação, na interpretação dos resultados.

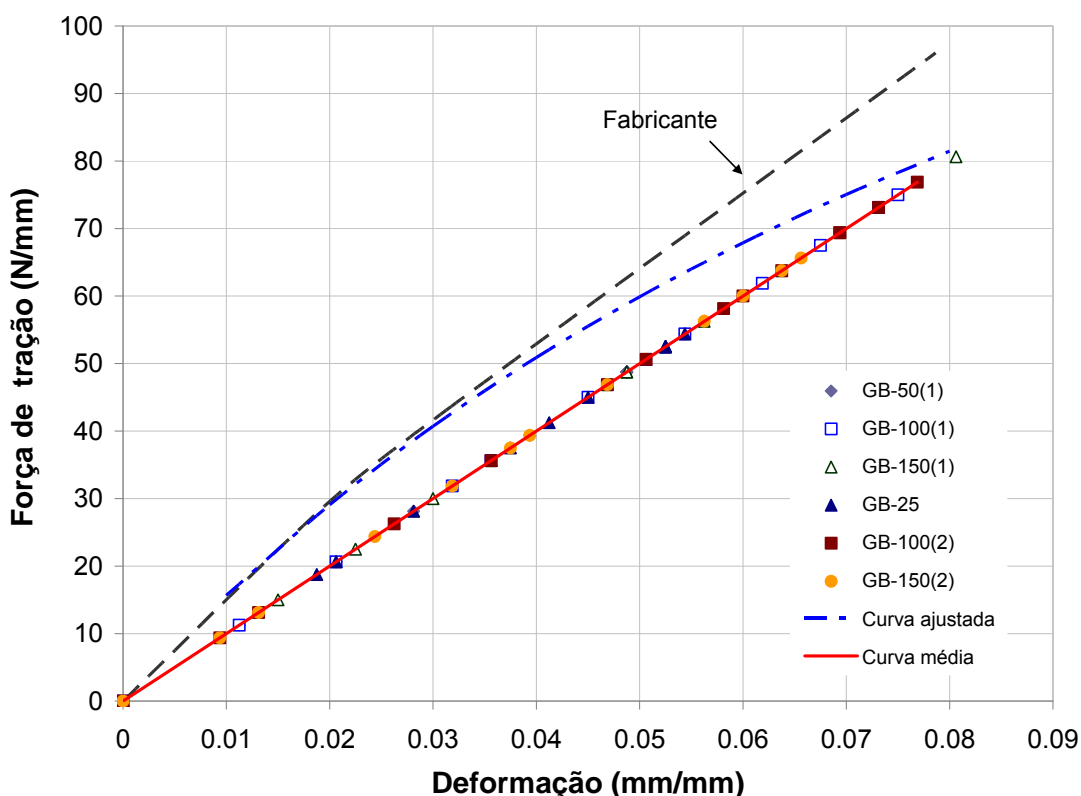


Figura 4.7. Tração Simples- Geotêxtil GB

Nota-se que a rigidez axial obtida a partir dos ensaios de Espinoza (2000) para o geotêxtil GB é da ordem de 1000 kN/m^2 , e o comportamento da curva F vs ε é aproximadamente linear. Desta forma, optou-se pela construção de uma curva de “ajuste” entre os resultados experimentais e a curva do fabricante, também representada por uma hipérbole.

Observa-se, também, que as curvas obtidas a partir dos ensaios de arrancamento de Espinoza (2000), para ambos os geotêxteis, podem ser representadas por uma função linear. Neste caso, o parâmetro b assume o valor nulo, e a Equação 26 transforma-se em:

$$F = \frac{\varepsilon}{a} \quad (31)$$

Sendo a = inverso da rigidez axial (EA).

A partir da curva média do geotêxtil GA, e da curva ajustada do geotêxtil GB, foram definidos os parâmetros não lineares a e b das molas GA e GB, listados na

Tabela 4-3. Apresentam-se, também, os parâmetros representativos de elementos de mola lineares.

Tabela 4-3 - Parâmetros a e b dos geotêxteis GA e GB

Geotêxtil	Modelo	a	b
GA	Não linear	0,0015	0,0059
	Linear	0,0015	-
GB	Não linear	0,0006	0,0033
	Linear	0,0010	-

4.3 Modelo Numérico

4.3.1 Geometria, Condições de Contorno e Geração da Malha

A geometria do problema, as condições de contorno e os sistemas de aplicação dos carregamentos são similares aos apresentados na Figura 2.7. A caixa de ensaio apresenta dimensões de 0,60m de altura e 1,0m de comprimento. As paredes da caixa foram representadas por placas rígidas. Um geotêxtil, com 0,90m de comprimento, foi inserido entre as metades inferior e superior da caixa.

O solo foi simulado por elementos triangulares isoparamétricos de 6 nós, sendo gerada uma malha composta por 1755 elementos (Figura 4.8). Na região da interface solo/geotêxtil, a malha foi refinada resultando em 272 nós distribuídos ao longo do comprimento do geotêxtil, perfazendo um total de 3 nós por centímetro de reforço, aproximadamente.

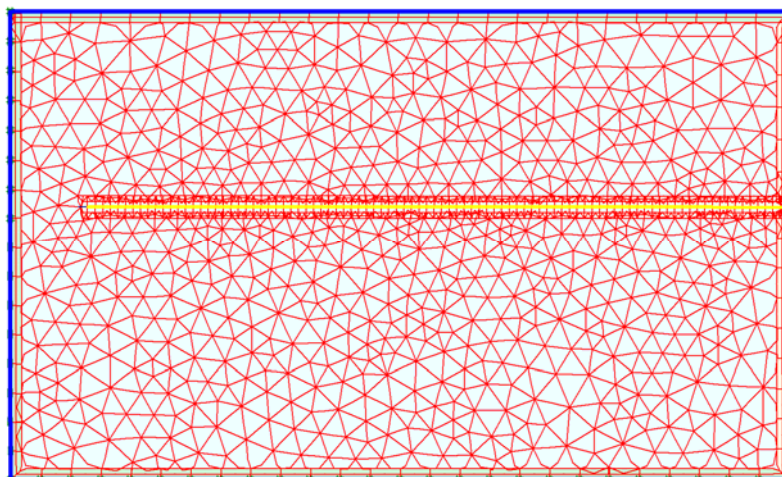


Figura 4.8. Malha de Elementos Finitos utilizada na simulação do ensaio de arrancamento

4.3.2 Modelos Constitutivos e Parâmetros dos Materiais

4.3.2.1 Placas Rígidas e Geotêxteis

As placas rígidas foram representadas como elementos de barra com 3 graus de liberdade por nó: dois translacionais (u_x , u_y) e um grau rotacional (rotação no plano x,y). O elemento de viga é adotado para materiais com alta rigidez axial e normal, conferindo capacidade de suportar forças de tração/compressão e momentos. As placas foram modeladas como um material de comportamento linear elástico.

O geotêxtil foi simulado por um elemento específico fornecido pelo programa, que apresenta somente resistência à tração. O comportamento do geotêxtil é linear e elástico, com graus de liberdade translacional, u_x e u_y .

A Tabela 4-4 resume os parâmetros adotados para os geotêxteis e placas. A rigidez axial (EA) dos geotêxteis GA e GB foi calculada a partir da inclinação das curvas F vs ε dos ensaios de tração simples (Figura 4.6 e Figura 4.7). No caso das placas, foi adotado um valor de rigidez axial alta para representar um material rígido, de espessura igual a 2,0mm.

Tabela 4-4 - Parâmetros representativos dos geotêxteis e das paredes da caixa

Material	Modelo Constitutivo	Parâmetros
Geotêxtil GA	Linear elástico	EA = 550kN/m
Geotêxtil GB		EA = 1000kN/m
Placas	Linear elástico	EA = 210MN/m
		e = 0,002m
		$\nu = 0,15$
Nota: E = módulo de deformabilidade; A = área da seção transversal; e = espessura da parede; ν = coeficiente de Poisson		

4.3.2.2 Elementos de Interface

Elementos de interface foram adicionados em todo o contorno da caixa e no contato solo-geotêxtil. A Tabela 4-5 apresenta os valores de R_{inter} para as interfaces solo-geotêxtil e solo-parede. Os valores de R_{inter} das interfaces solo-geotêxtil GA e solo-geotêxtil GB foram obtidos a partir das envoltórias de resistência das interfaces solo-geotêxtil e solo-solo ($R_{inter} = \tan\delta / \tan\phi$). Como comentado anteriormente, o solo ensaiado apresenta um ângulo de atrito igual a 37°. Os valores de ângulo de atrito na interface (δ), definidos a partir das envoltórias de resistência na interface (Espinoza, 2000), foram apresentados na Tabela 3-4.

O modelo considerou lubrificação apenas da parede frontal. Sendo assim, adotou-se R_{inter} igual a 0,9 para a parede frontal, e R_{inter} igual à unidade para as demais paredes. O valor de R_{inter} igual a 0,9, relativamente elevado para a parede frontal, foi adotado porque a face interna da caixa não era totalmente lisa. Como observado no estudo paramétrico apresentado no Capítulo 3, a rugosidade interna tem influência na mobilização da resistência. Dias e Palmeira (2007) também sugerem o valor de $R_{inter} = 0,9$ para indicar uma leve lubrificação das paredes.

Tabela 4-5 - Parâmetros da interface

Interface	R_{inter}
Solo-Geotêxtil GA	0,71
Solo-Geotêxtil GB	0,93
Solo-Parede frontal	0,90
Solo-Parede posterior	1,00
Solo-Paredes superior e inferior	1,00

4.3.2.3 Parâmetros do Solo

Para a representação do comportamento do solo arenoso, foi adotado o modelo *Hardening Soil*, que considera a variação da rigidez de acordo com o nível de tensões desviadoras.

Os parâmetros representativos da areia foram definidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais drenados, apresentados no Capítulo 4. A Figura 4.9 apresenta as curvas que melhor reproduzem os resultados experimentais. As linhas contínuas representam as curvas previstas pelo modelo, e os pontos representam os dados experimentais.

Observa-se que os parâmetros que melhor ajustaram o modelo aos resultados experimentais foram $E_{50}^{\text{ref}}=35.000\text{kPa}$ e $m=0,5$. Como mencionado no Capítulo 3, E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade correspondente a 50% da tensão de ruptura, para uma tensão confinante de referência. Neste trabalho, adotou-se como curva de referência aquela que reproduz o ensaio sob nível de confinamento de 100kPa.

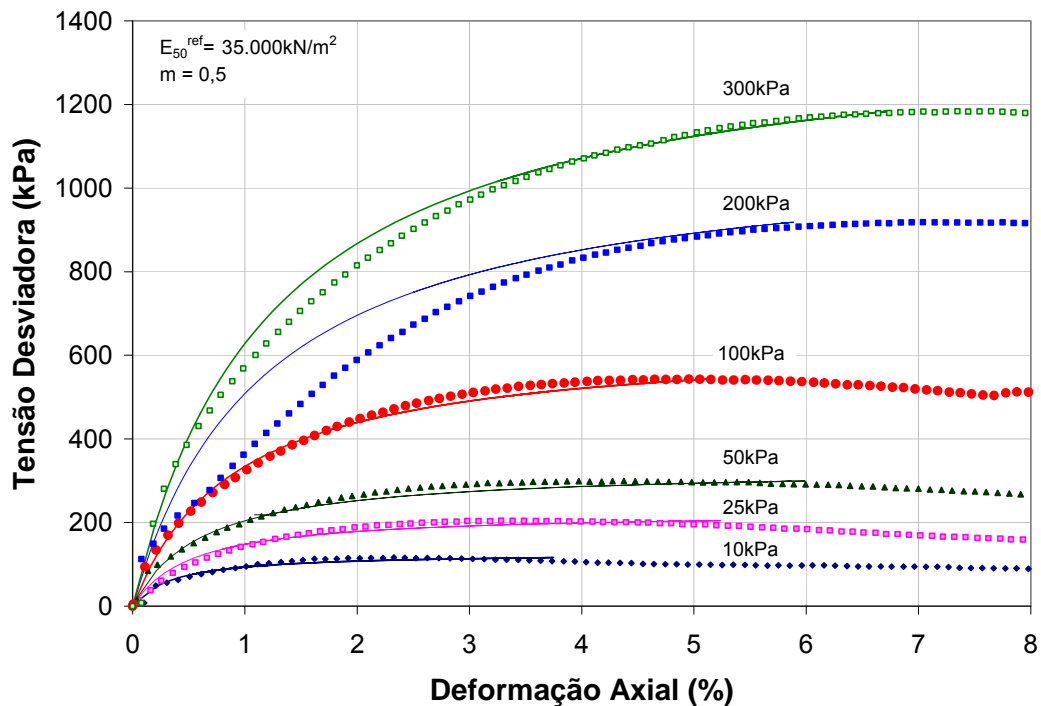


Figura 4.9. Modelagem hiperbólica dos ensaios triaxiais

Nota-se que, para os parâmetros E_{50}^{ref} e m adotados, o modelo apresentou boa concordância para as curvas experimentais de 10kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa e 300kPa. No entanto, para a curva correspondente a 200kPa não se observou uma concordância adequada. É interessante salientar que, para $\sigma_c=200\text{kPa}$, os resultados experimentais mostraram-se pouco consistentes para baixos níveis de deformação axial, resultando em módulos de deformabilidade inferiores aos obtidos para $\sigma_c=100\text{kPa}$. Este fato indica que pode ter ocorrido algum tipo de falha na realização dos ensaios sob confinamento de 200kPa, justificando a não conformidade com as curvas previstas pelo modelo *Hardening Soil*.

A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros do modelo *Hardening Soil*. Os valores de E_{50}^{ref} (módulo secante de referência no ensaio triaxial drenado) e m (módulo expoente) foram determinados para uma tensão de referência de 100kPa. Ressalta-se que E_{oed} é definido a partir de ensaios de compressão confinada. Na ausência destes ensaios, podem-se adotar os valores de E_{oed}^{ref} sugeridos pelo Plaxis ($E_{oed}^{ref}=0,80 \cdot E_{50}^{ref}$). Da mesma forma, o programa sugere E_{ur}^{ref} igual a três vezes o valor de E_{50}^{ref} . No modelo HS, os valores de E_{50} , E_{ur} e E_{oed} para os demais níveis de tensão são calculados automaticamente pelas equações 19 a 21.

Tabela 4.6 - Parâmetros do modelo *Hardening Soil*

Parâmetro	Unidade	Valor
Módulo de deformabilidade correspondente a 50% da ruptura (E_{50}^{ref})	kN/m ²	35.000
Módulo oedométrico (E_{oed}^{ref})	kN/m ²	28.000
Módulo de descarregamento (E_{ur}^{ref})	kN/m ²	105.000
Módulo expoente do modelo HS (m)	-	0,5
Coesão (c')	kPa	16
Ângulo de atrito (ϕ')	(°)	37
Ângulo de dilatância (ψ)	(°)	7
Peso específico (γ)	kN/m ³	19,79

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS ANALÍTICO E NUMÉRICO

5.1 Introdução

O presente capítulo apresenta a reprodução do programa experimental apresentado no Capítulo 4, fazendo uso dos modelos analítico e numérico. O programa experimental constou de 12 ensaios de arrancamento em dois tipos distintos de geotêxteis (GA e GB), embutidos em solo arenoso. Os ensaios foram instrumentados com medidores de deformação (*strain-gages*), instalados ao longo do comprimento do reforço.

Uma comparação entre a distribuição das deformações, dos deslocamentos e dos esforços de tração ao longo do comprimento do reforço é apresentada e discutida, de forma a demonstrar a aplicabilidade dos modelos analítico e numérico.

5.2 Metodologia Adotada na Interpretação dos Ensaios de Laboratório e dos Resultados Fornecidos pelos Modelos Analítico e Numérico

Nos ensaios de arrancamento, as deformações ao longo do comprimento dos reforços foram monitoradas com medidores elétricos de deformação (*strain-gages*) instalados em 5 pontos ao longo do comprimento dos geotêxteis (Figura 3.6). Com as medidas de deformação em diferentes pontos, foram determinados os esforços de tração ao longo do reforço, a partir das curvas médias F vs ε dos geotêxteis (Figura 4.5 e Figura 4.6). Ressalta-se que estas curvas foram obtidas confrontando-se a força de arrancamento medida na garra e as deformações medidas no medidor de deformação localizado no trecho não confinado (SG_1), durante os ensaios de arrancamento (Espinoza, 2000).

No modelo analítico, obtém-se a distribuição dos esforços de tração e dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço, fazendo uso das equações 28 e 29. A modelagem numérica fornece diretamente a distribuição dos esforços e dos deslocamentos ao longo do geotêxtil. Em ambos os casos, a deformação é determinada como indica a Figura 5.1 e a equação 33.

$$\varepsilon_i = \frac{x_i - x_{i+1}}{l_i} \quad (33)$$

onde: x_{i+1} = deslocamento do ponto $i+1$; x_i = deslocamento do ponto i ; l_i = comprimento do elemento i .

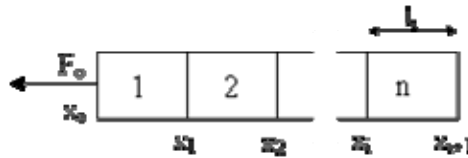


Figura 5.1. Determinação das deformações a partir do modelo analítico

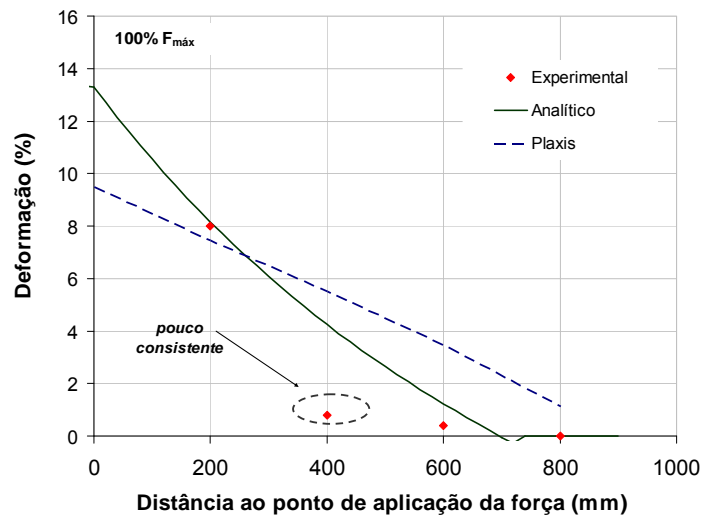
É importante salientar que o comprimento do elemento adotado no modelo analítico é igual a 20mm, permitindo uma boa definição da distribuição das deformações. No caso da modelagem numérica, a malha é bem discretizada na região do reforço, e o comprimento do elemento é da ordem de 10mm.

O programa Plaxis considera o modelo constitutivo linear elástico para a representação dos geotêxteis. No modelo analítico, adota-se a formulação hiperbólica para a representação do elemento de mola (geotêxteis). No entanto, tendo em vista que as curvas F vs ε dos geotêxteis em estudo mostraram uma tendência de comportamento linear, discute-se no Item 6.7 a possibilidade de adoção do elemento de mola linear, com os parâmetros apresentados na Tabela 4-3.

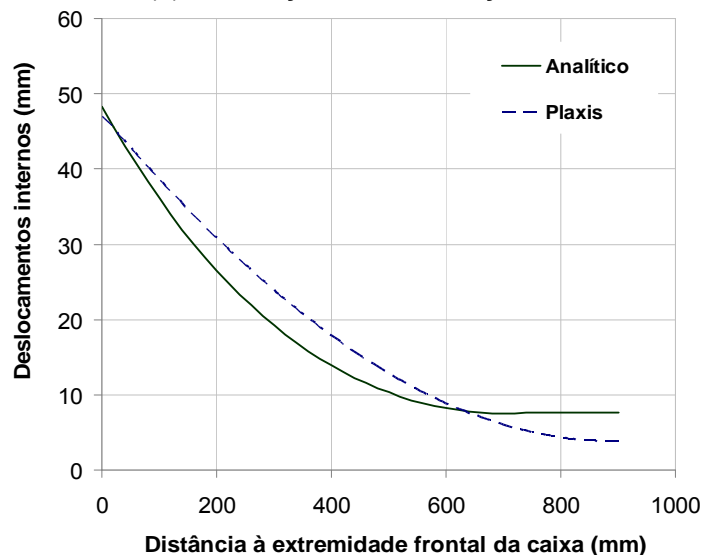
5.3 Reprodução dos Ensaios com o Geotêxtil GA

Como comentado no Capítulo 4, o geotêxtil GA consiste em um geotêxtil não tecido agulhado, com resistência à tração longitudinal igual a 75kN/m. No estudo da mola, verificou-se que este geotêxtil apresenta uma rigidez axial da ordem de 550kN/m².

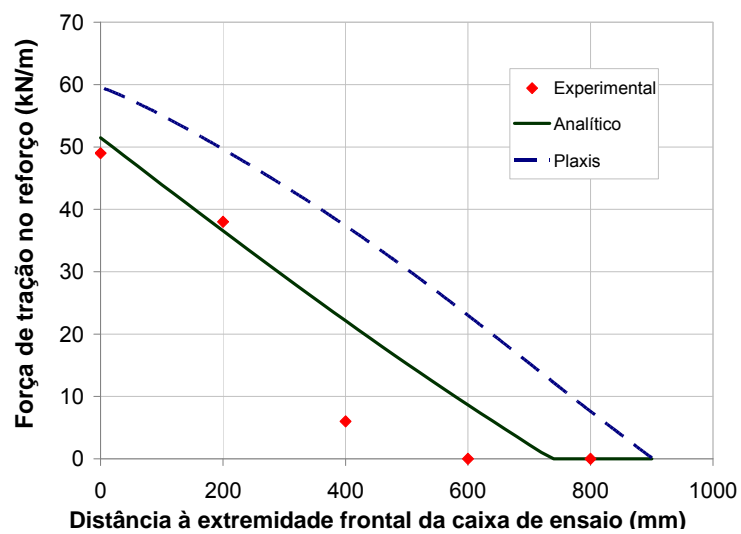
Os ensaios de arrancamento foram executados sob níveis de confinamento de 12,5kPa, 25kPa e 50kPa. A Figura 5.2 apresenta os resultados para o ensaio sob $\sigma_c = 50$ kPa, no momento em que ocorre a ruptura por arrancamento ($100\%F_{m\acute{a}x}$). Observa-se que, coerentemente, as deformações decrescem ao longo do comprimento do reforço (Figura 5.2a).



(a) Distribuição das deformações



(b) Distribuição dos deslocamentos



(c) Distribuição dos esforços de tração

Figura 5.2. Resultados GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$ e $100\%F_{máx}$

No modelo analítico, a deformação se anula a uma distância de 700mm do ponto de aplicação da força de arrancamento. A instrumentação de laboratório também mostra a mesma tendência, com deformações pouco significativas na extremidade posterior do reforço (a partir de 600mm). É interessante notar que o modelo analítico sugere uma distribuição de deformações não linear, em função da adoção de um elemento de mola hiperbólico. O programa computacional, no entanto, fornece uma distribuição aproximadamente linear, uma vez que o elemento “geotêxtil” é reproduzido a partir do modelo linear elástico, com rigidez axial (EA) constante, independente do nível de deformação.

Observa-se uma concordância adequada entre o modelo analítico e os resultados experimentais, com exceção do resultado fornecido pelo *strain-gage* SG₃ localizado a 400mm. O resultado da instrumentação parece pouco consistente, pois era de se esperar uma distribuição mais uniforme das deformações ao longo do comprimento do reforço.

Os deslocamentos previstos a partir dos modelos analítico e numérico apresentaram diferenças pouco expressivas (Figura 5.2b). O programa Plaxis sugere um maior confinamento na extremidade posterior do reforço, com deslocamentos reduzidos (4mm).

A Figura 5.2c mostra que o modelo analítico fornece esforços nulos a partir de 700mm, resultantes do alto confinamento ($\sigma_c=50\text{kPa}$), que inibe as deformações. Experimentalmente, também se verifica que os esforços tendem a valores nulos na extremidade posterior do reforço. A distribuição de forças fornecida pelo Plaxis aponta valores maiores do que o modelo analítico, acompanhando a tendência observada na distribuição das deformações. Maiores deformações implicam em maiores esforços. Salienta-se, no entanto, que na extremidade frontal da caixa, o programa Plaxis forneceu valores inferiores de deformação e superiores de força, quando comparado ao modelo analítico. A explicação para tal observação consiste no modelo constitutivo adotado para a representação do elemento geotêxtil. A Figura 5.3 apresenta as diferentes curvas F vs ε , onde se observa que a adoção do modelo linear elástico com $EA=550\text{kN/m}^2$ implica em maiores esforços para deformações superiores a 6%, e que esta diferença aumenta significativamente com o aumento da deformação.

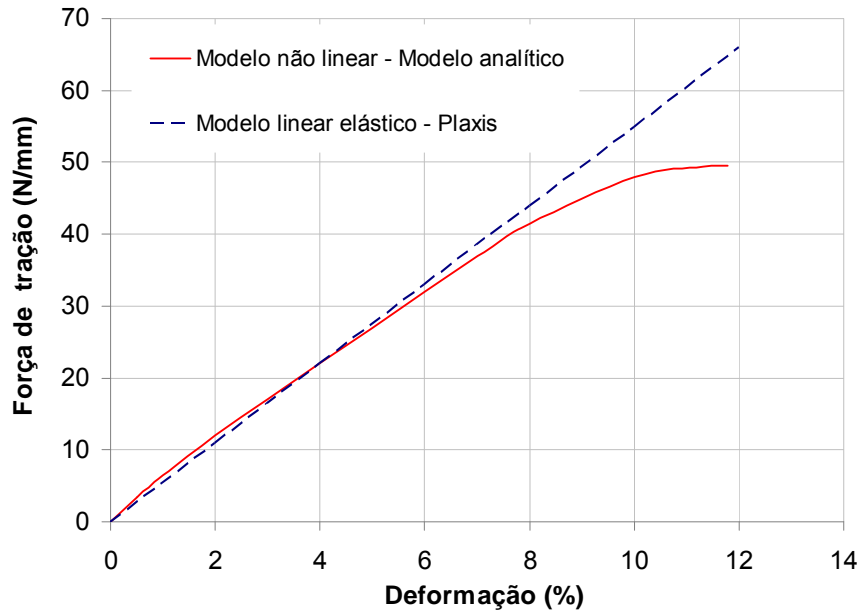


Figura 5.3. Diferença entre os modelos constitutivos representativos do geotêxtil GA

Os modelos analítico e numérico apresentam a vantagem de permitir a previsão das deformações em tempos distintos do ensaio. Na Figura 5.4, por exemplo, estão mostrados os resultados para um momento do ensaio correspondente a 85% da força de arrancamento máxima.

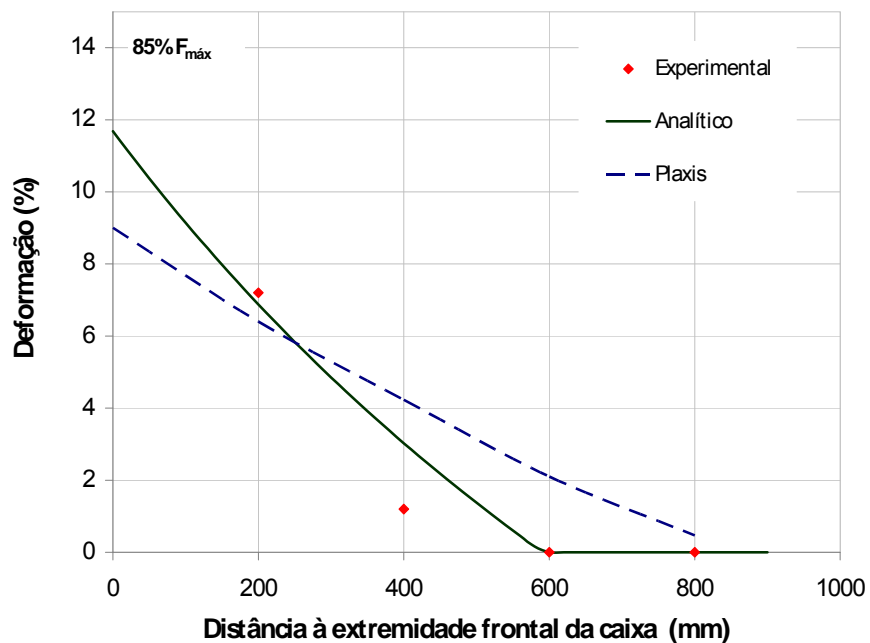


Figura 5.4. Deformações previstas e medidas GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$ e $85\%F_{m\acute{a}x}$

A Figura 5.5 mostra a evolução das leituras dos *strain-gages* em diferentes tempos de ensaio. Observa-se que o *strain-gage* situado a 400mm da garra registra valores de deformação no instante da ruptura ($100\%F_{m\acute{a}x}$) inferiores aos valores medidos para 75% e 85% da força de arrancamento máxima. Este resultado confirma a hipótese de mau funcionamento deste instrumento.

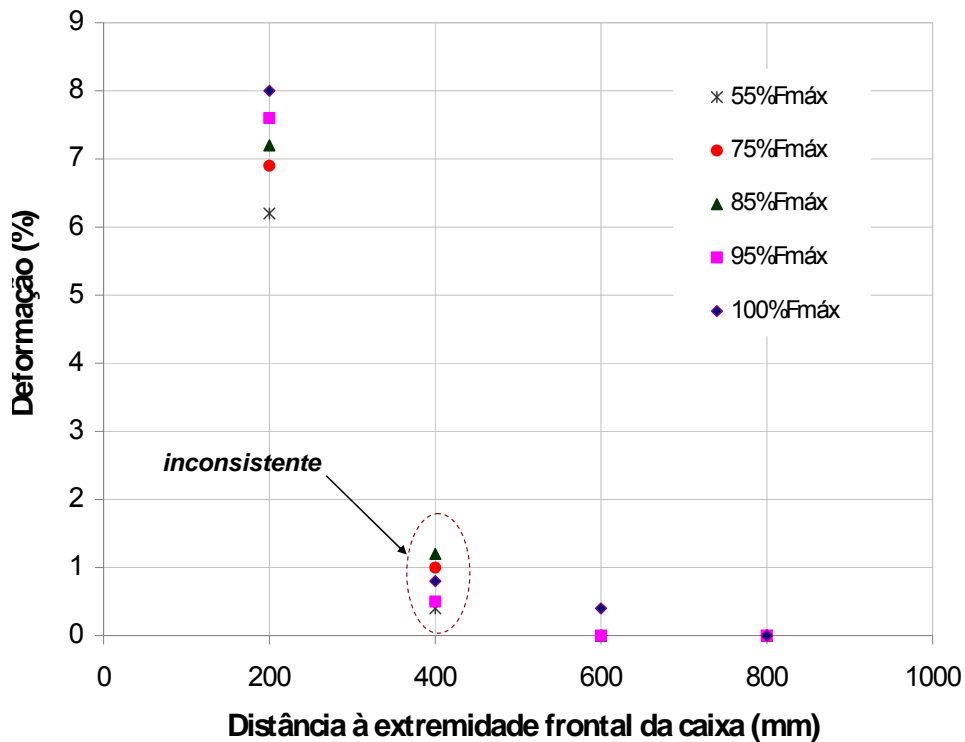


Figura 5.5. Resultados da instrumentação GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$

A Figura 5.6 apresenta as previsões de deformação em diferentes momentos do ensaio, a partir do modelo analítico. Nota-se que são apresentadas as deformações no trecho não confinado, tendo em vista que a aplicabilidade do modelo requer o conhecimento da força e do deslocamento na garra. Ressalta-se que, no trecho não confinado, aplica-se apenas o elemento de mola, uma vez que não existe perda por atrito com o solo. Nota-se a coerência do modelo, com o desenvolvimento de deformações decrescentes ao longo do reforço, e crescentes ao longo da evolução do ensaio. Ou seja, as deformações aumentam com a porcentagem de força de arrancamento aplicada. O mesmo comportamento é observado na modelagem numérica. No entanto, o comportamento é aproximadamente linear, tendo em vista o valor constante de rigidez axial (EA) admitido pelo programa.

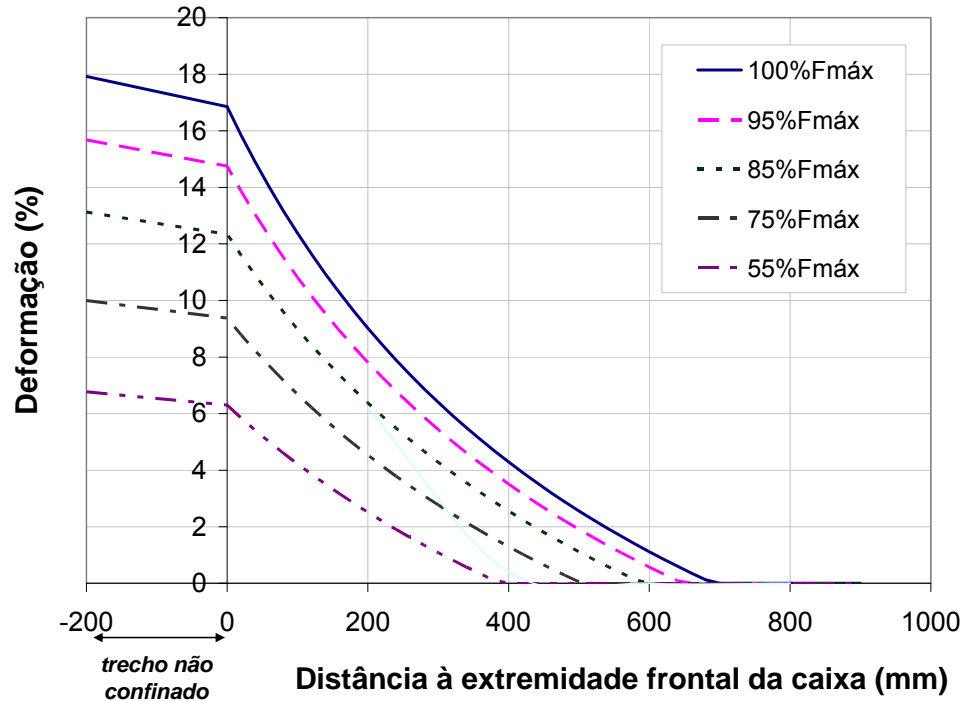
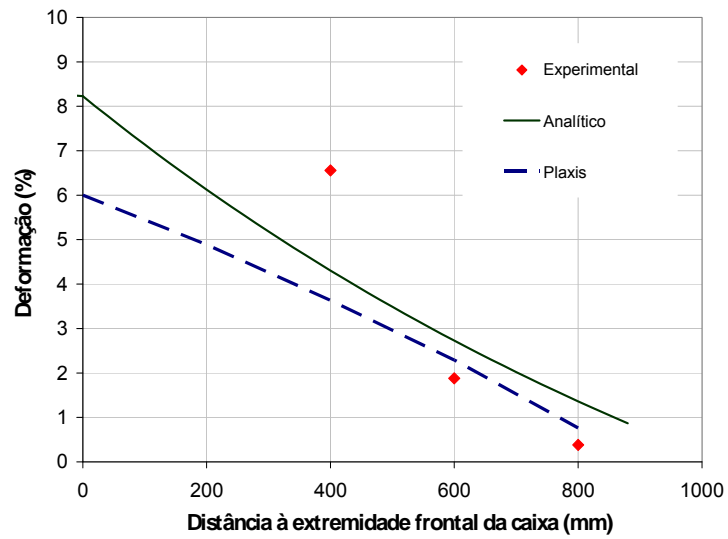


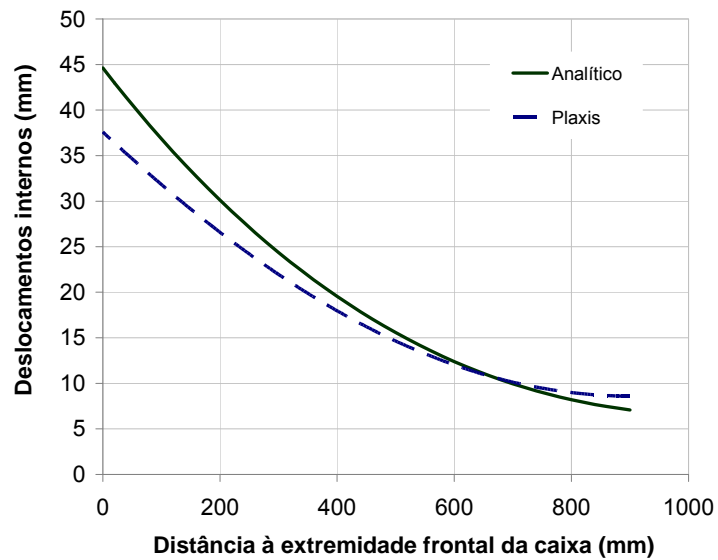
Figura 5.6. Deformações previstas com o modelo analítico GA: $\sigma_c = 50\text{kPa}$

A Figura 5.7 compara os resultados experimentais sob confinamento de 25kPa, com as previsões pelo modelo analítico e pelo programa computacional. De acordo com Espinoza (2000), o *strain-gage* localizado a 200mm da extremidade frontal da caixa foi danificado durante o ensaio e não apresentou leitura confiável. Já o *strain-gage* SG₃, situado a 400mm da extremidade frontal, também demonstrou leitura elevada, indicando uma possível inconsistência. Entretanto, pode-se notar um bom ajuste do perfil de deformações, principalmente na extremidade posterior do geotêxtil. As previsões dos deslocamentos (Figura 5.7b) e dos esforços ao longo do reforço (Figura 5.7c) foram semelhantes comparando-se os resultados dos modelos analítico e numérico.

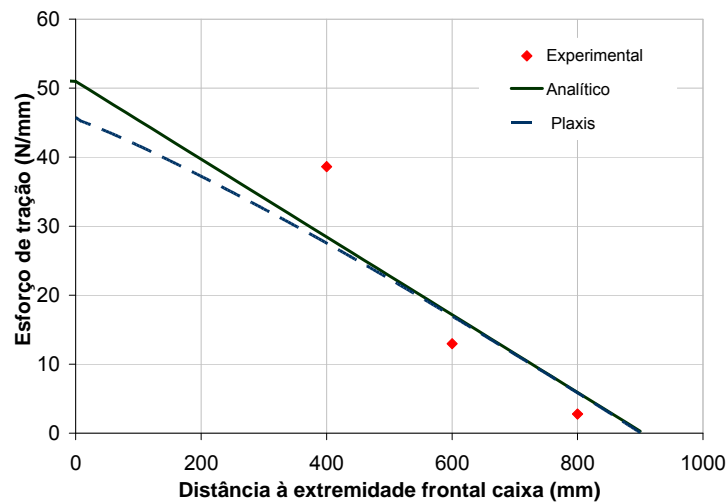
Cabe ressaltar que não foi possível a reprodução da força no ponto onde se localiza o *strain-gage* SG₂, tendo em vista a falta da informação da deformação experimental.



(a) Distribuição das deformações



(b) Distribuição dos deslocamentos



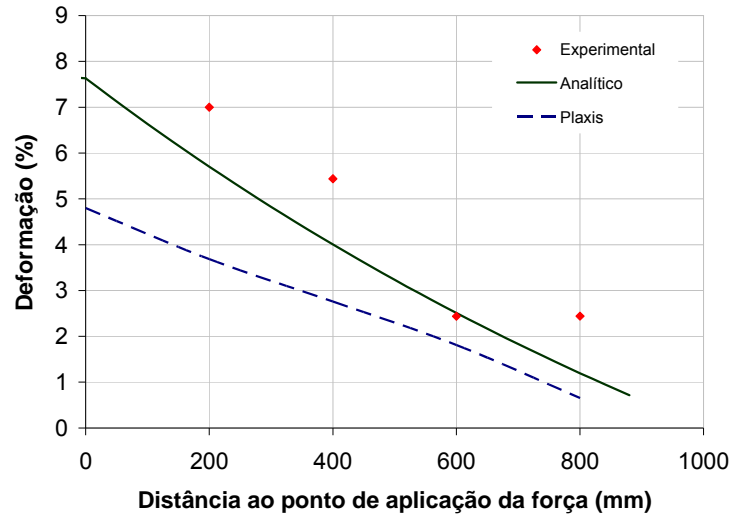
(c) Distribuição dos esforços

Figura 5.7. Resultados GA: $\sigma_c = 25\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$

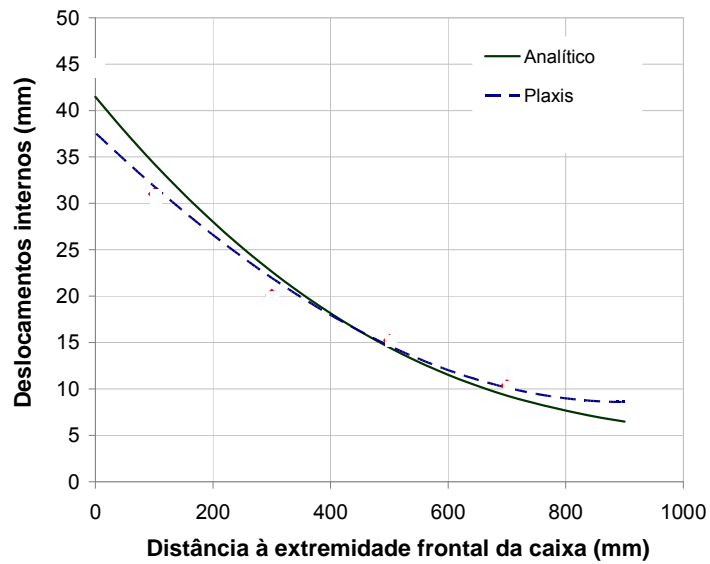
Os resultados dos ensaios de arrancamento, sob tensão normal de 12,5kPa, estão apresentados na Figura 5.8, juntamente com os resultados analíticos e numéricos. As deformações medidas foram melhor reproduzidas pelo modelo analítico (Figura 5.8a). Por outro lado, os deslocamentos ao longo do reforço foram satisfatoriamente representados por ambos os modelos (Figura 5.8b). Apesar da semelhança das curvas de deslocamento, verificam-se tangentes distintas, resultando em perfis de deformação diferentes.

Com relação aos esforços de tração, observa-se que o modelo analítico se adequa aos resultados experimentais (Figura 5.8c). Diferentemente do observado para o ensaio sob confinamento de 50kPa, o programa Plaxis forneceu valores inferiores de esforço de tração no reforço.

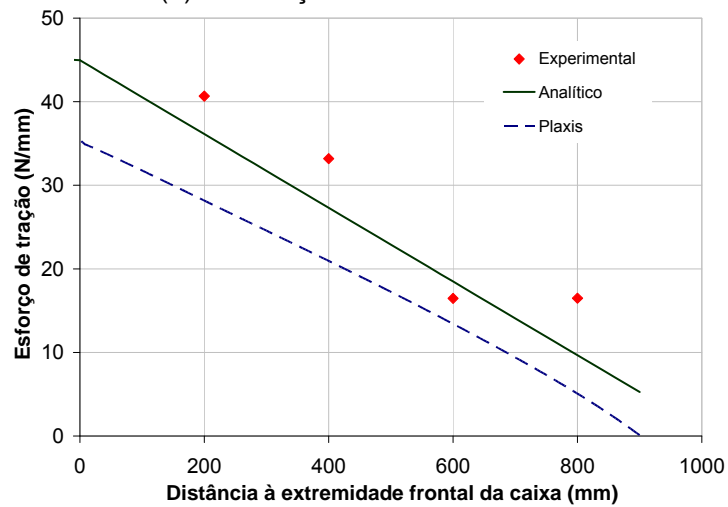
Buscando compreender a razão de o programa Plaxis fornecer valores superiores de força para $\sigma_c=50\text{kPa}$ e valores inferiores para $\sigma_c=12,5\text{kPa}$, quando comparado com o modelo analítico e com os resultados experimentais, procedeu-se ao estudo das deformações no reforço. No ensaio sob confinamento de 50kPa, o programa Plaxis forneceu deformações máximas de 9,5%, enquanto as deformações previstas pelo modelo analítico foram da ordem de 13,5%. Analisando as curvas F vs ε adotadas para ambos os modelos (Figura 5.3), verifica-se que para estes níveis de deformação, o modelo adotado pelo Plaxis fornece esforços superiores. Para um confinamento de 12,5kPa, no entanto, o comportamento se inverte, uma vez que as deformações previstas numericamente são da ordem de 5%, e o modelo analítico fornece deformações de 7,5%. Neste caso, os esforços de tração fornecidos pelo Plaxis são inferiores. Os modelos constitutivos adotados para os geotêxteis se afastam para deformações superiores a 6%. Portanto, é de se esperar que, para maiores níveis de confinamento, o Plaxis forneça maiores esforços de tração, tendo em vista as maiores deformações na extremidade frontal do geotêxtil.



(a) Distribuição das deformações



(b) Distribuição dos deslocamentos



(c) Distribuição dos esforços

Figura 5.8. Resultados GA: $\sigma_c = 12,5\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$

5.4 Reprodução dos Ensaios com o Geotêxtil GB

O geotêxtil GB apresenta características físicas semelhantes ao geotêxtil GA. Porém ensaios de tração indicaram que este geotêxtil apresenta um comportamento mais rígido, com EA da ordem de 1000kN/m.

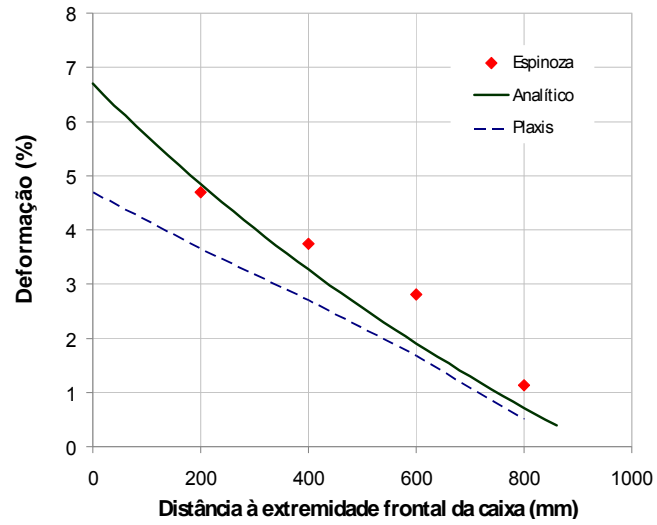
Os resultados das análises do ensaio realizado sob tensão confinante de 50kPa estão apresentados na Figura 5.9. Nota-se que as deformações previstas pelo modelo analítico mostraram-se concordantes com as medidas e superiores às previstas pelo Plaxis (Figura 5.9a). No entanto, em termos de distribuição dos deslocamentos ao longo do reforço, nota-se um bom ajuste entre as previsões analítica e numérica (Figura 5.9b).

Os esforços de tração mostraram-se praticamente coincidentes na extremidade posterior do reforço (Figura 5.9c). Na extremidade frontal, ambos os modelos forneceram valores de esforços superiores aos experimentais.

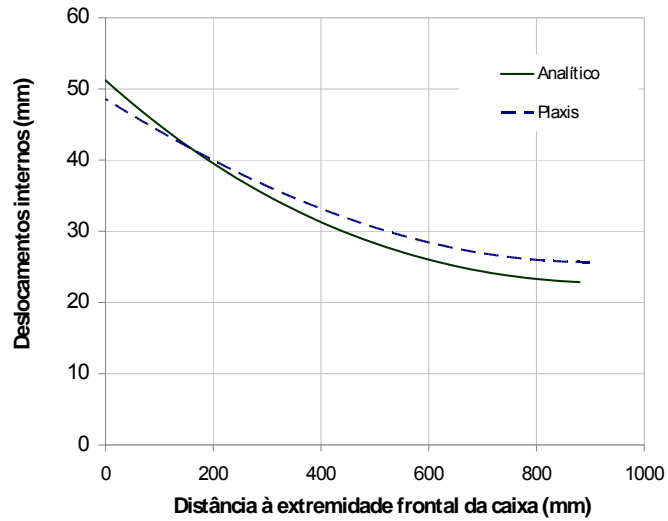
A Figura 5.10 apresenta os resultados para o ensaio sob confinamento de 100kPa. Observa-se imediatamente um problema de leitura no *strain gage* localizado a 400mm da extremidade frontal da caixa, já que seu valor é inferior à deformação nos pontos mais distantes (600mm e 800mm).

De forma análoga às análises anteriores, as curvas de previsão de deslocamentos são razoavelmente próximas (Figura 5.10b) e as diferenças nas demais resultados se deve à elevada sensibilidade do cálculo das deformações e, conseqüentemente, da distribuição dos esforços de tração (Figura 5.10c). Cabe comentar ainda que modelo analítico, prevê um comportamento de corpo rígido (deformações nulas) no trecho final do reforço, não verificado no ensaio.

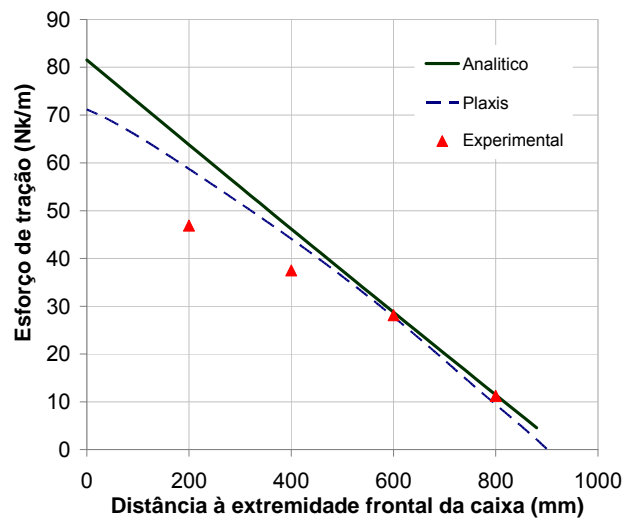
Quanto à distribuição dos esforços de tração, apresentada na Figura 5.10c, verifica-se uma dispersão dos resultados. A modelagem numérica fornece valores superiores de esforço de tração, diferentemente do observado para o confinamento de 50kPa. A justificativa poderia estar nos níveis de deformação verificados nos ensaios e no modelo constitutivo adotado pelos modelos analítico e numérico, como discutido no item 6.2 para o geotêxtil GA.



(a) Distribuição das deformações

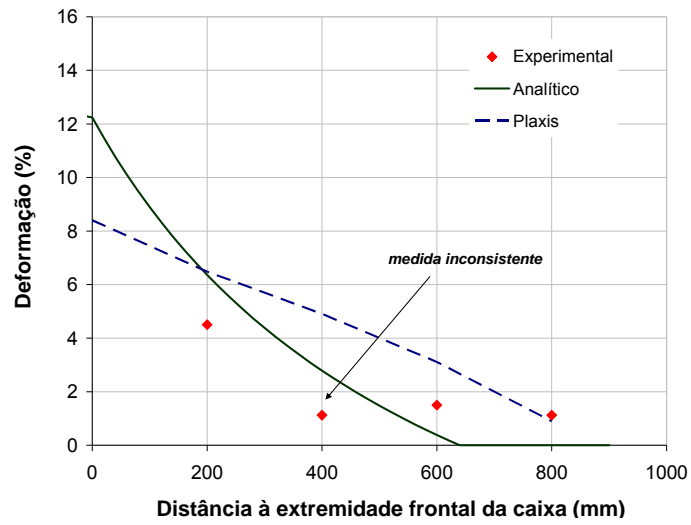


(b) Distribuição dos deslocamentos

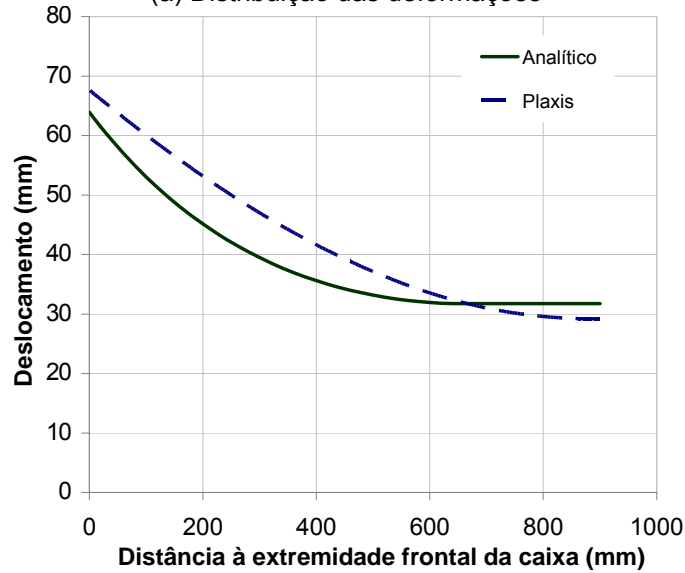


(c) Distribuição dos esforços

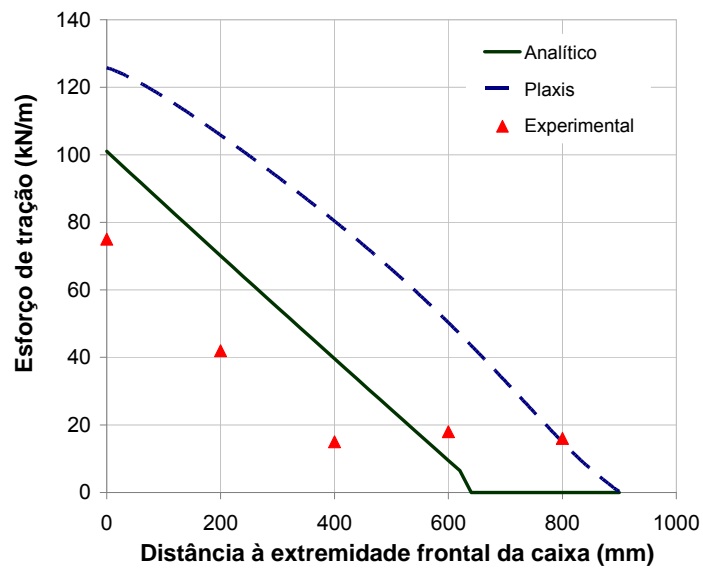
Figura 5.9. Resultados GB: $\sigma_c = 50\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$



(a) Distribuição das deformações



(b) Distribuição dos deslocamentos



(c) Distribuição dos esforços de tração

Figura 5.10. Resultados GB: $\sigma_c = 100\text{kPa}$ e $100\%F_{\text{máx}}$

Os resultados experimentais não se mostraram consistentes. As deformações e, conseqüentemente, os esforços ao longo do comprimento do reforço, apresentaram valores inferiores aos observados para o ensaio sob confinamento de 50kPa (Figura 5.9). Uma justificativa para a inconsistência destes resultados seria o alto confinamento que induz a possibilidade de ruptura por tração na garra de arrancamento, reproduzindo não mais uma sollicitação de arrancamento, e sim, uma situação de tração simples no trecho não confinado.

5.5 Influência da Tensão Confinante

Na Figura 5.11, são comparados os resultados experimentais e analíticos, considerando ensaios com o geotêxtil GA, sob diferentes níveis de confinamento, no momento da ruptura por arrancamento. Observa-se que, para maiores níveis de confinamento, as deformações nos pontos mais próximos à aplicação da força de arrancamento são mais elevadas, tendendo a valores reduzidos na extremidade posterior do reforço. A redução das deformações nos pontos distantes da força de arrancamento ocorre pelo confinamento do reforço, inibindo os deslocamentos.

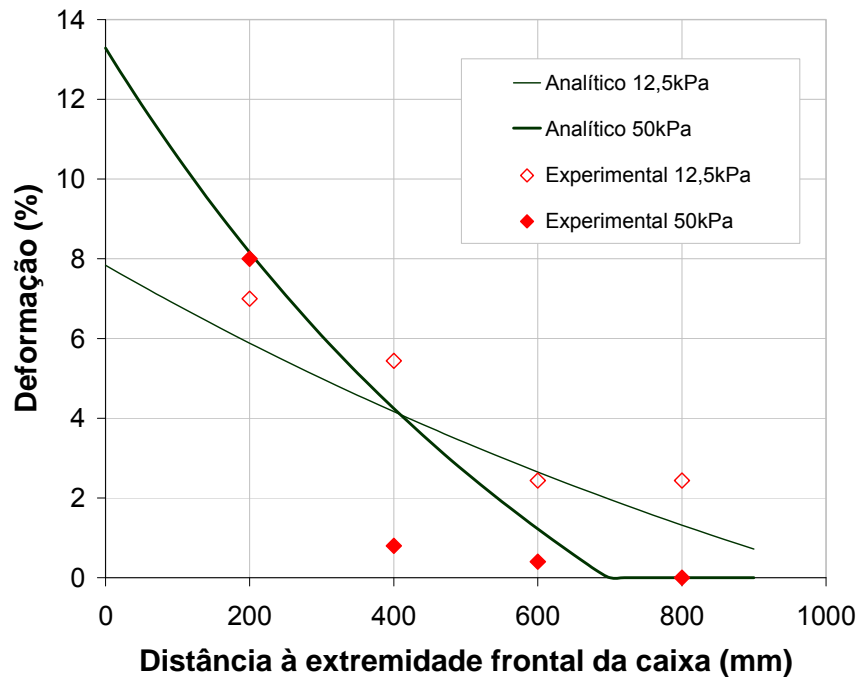


Figura 5.11. Deformações previstas e medidas GA: diferentes níveis de confinamento

5.6 Influência da Rigidez do Reforço

A diferença de rigidez axial entre os geotêxteis GA e GB é significativa, o que certamente influencia o comportamento sob a condição de arrancamento. A Figura 5.12 reúne os resultados obtidos para o ensaio sob confinamento de 50kPa, no momento da ruptura ($100\%F_{máx}$). É interessante notar que o geotêxtil GA apresenta maiores deformações nos pontos mais próximos à aplicação da carga. No entanto, tanto os resultados experimentais, quanto os resultados analíticos, indicam deformações nulas na extremidade posterior do reforço. Os resultados numéricos fornecem maiores deformações para o geotêxtil GA, em todos os pontos ao longo do comprimento do reforço. Tal fato decorre da consideração de linearidade da curva F vs ε , que implica em uma distribuição uniforme dos esforços e uma razão F/ε constante. Na simulação numérica, a distribuição dos esforços ao longo do comprimento do reforço independe da rigidez, como mostrado no Capítulo 3 (Figura 2.21). Como consequência, maiores valores de rigidez axial implicam em menores deformações ($\varepsilon = F / EA$). Na formulação analítica, a não linearidade é considerada, implicando na variação da rigidez com a força aplicada.

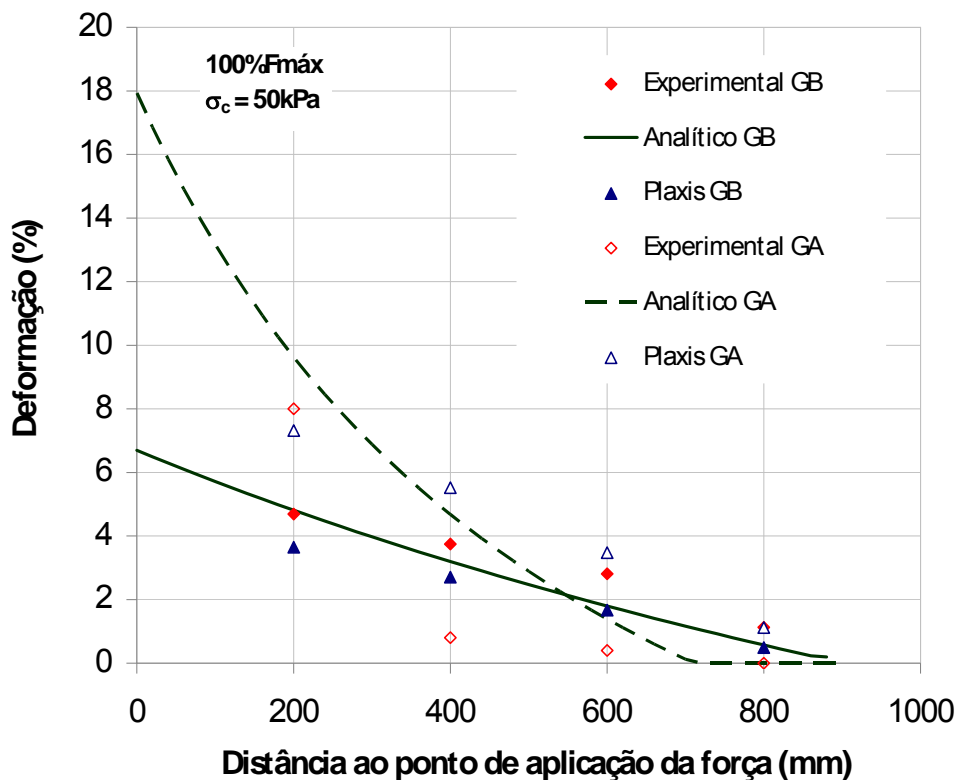


Figura 5.12. Deformações previstas e medidas: Influência da rigidez do reforço

Estudos paramétricos apresentados no Capítulo 3 indicaram que reforços mais rígidos apresentam uma distribuição mais uniforme dos deslocamentos ao longo do comprimento. De fato, comparando-se os resultados dos deslocamentos internos dos geotêxteis GA e GB (Figura 5.13), para o mesmo nível de tensão confinante (50kPa), observa-se que o geotêxtil menos rígido (GA) apresenta uma curva mais íngreme, caracterizando uma maior deformabilidade. As curvas do geotêxtil GB mostraram-se mais uniformes, em função das menores deformações do geotêxtil. Comportamento semelhante foi reportado por Sobhi e Wu (1996), em simulações numéricas de ensaios de arrancamento.

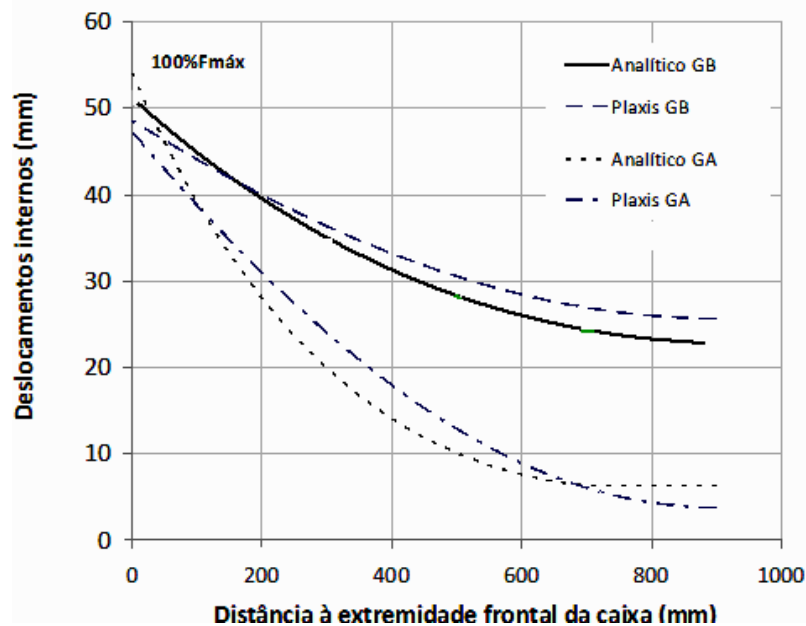


Figura 5.13. Deslocamentos internos previstos e medidos: Influência da rigidez

Quanto aos esforços de tração ao longo reforço (Figura 5.14), o geotêxtil GB apresenta maiores esforços quando comparado ao geotêxtil GA. Reforços mais rígidos requerem forças de maior magnitude para promover o arrancamento, como foi discutido no Capítulo 3.

A Figura 5.15 compara os esforços máximos de tração em ambos os geotêxteis, no ponto onde se localiza o SG_2 com os valores de resistência à tração fornecidos pelo fabricante, para o ensaio com confinamento de 50kPa. Nota-se que o reforço GB (mais rígido e com maior resistência) apresenta uma mobilização significativamente inferior ao GA. Os resultados indicam, para o solo ensaiado, a adoção de um reforço com rigidez e resistência da magnitude do GB seria uma alternativa pouco econômica e bastante conservadora.

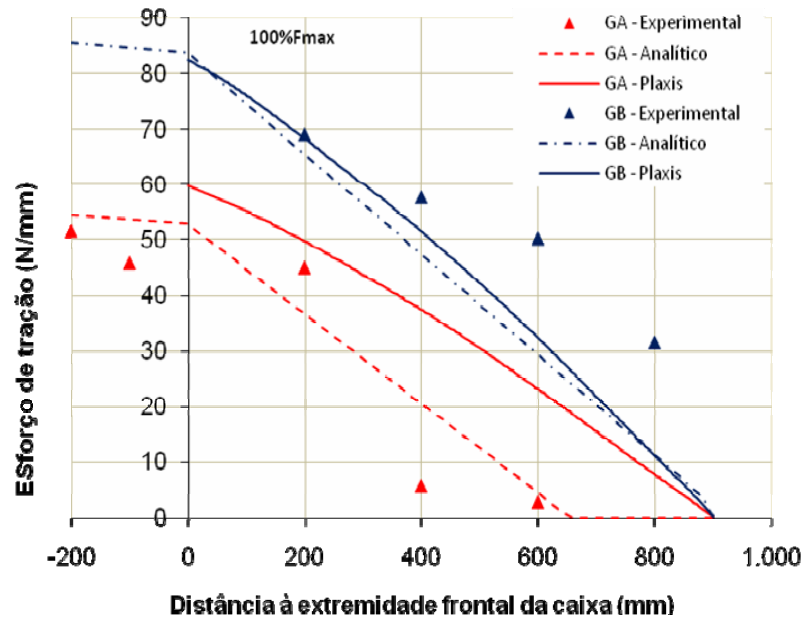


Figura 5.14. Esforços de tração medidos e previstos: Influência da rigidez

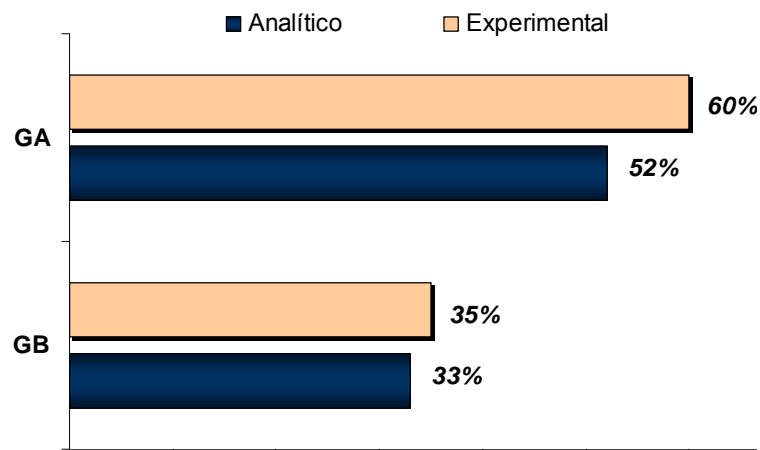
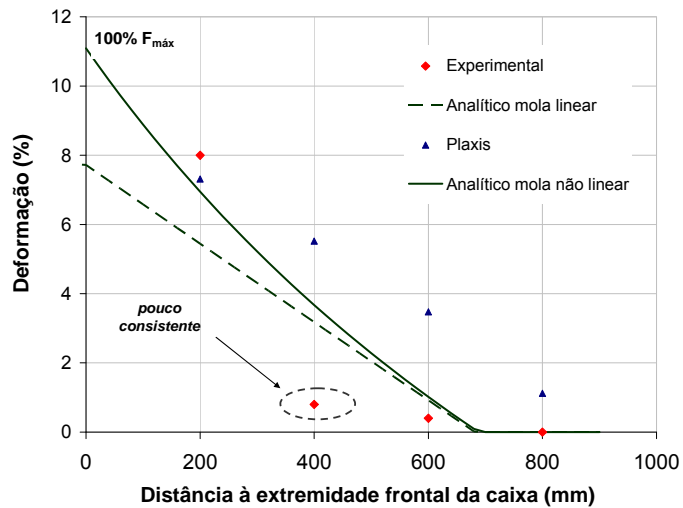


Figura 5.15. Mobilização das forças de tração: GA e GB sob $\sigma_c=50\text{kPa}$

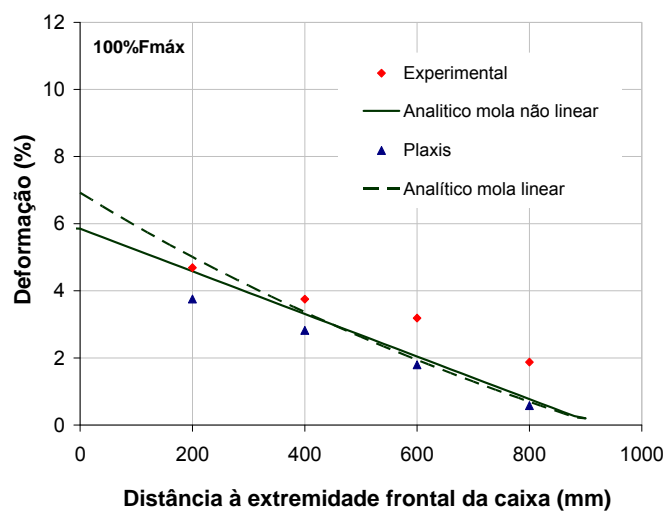
5.7 Influência do Modelo Constitutivo Adotado para o Geotêxtil

As análises anteriores consideraram o geotêxtil como um elemento de mola não linear. No entanto, os resultados dos ensaios de tração simples forneceram uma relação F vs ϵ aproximadamente linear, sinalizando para o uso de um elemento de mola linear. Sendo assim, em uma análise posterior, os geotêxteis GA e GB foram reproduzidos pelo modelo linear elástico, com parâmetro “b” nulo e parâmetro “a” apresentado na Tabela 4-3.

A Figura 5.16 confronta os resultados experimentais, analíticos e numéricos, para os ensaios com os dois tipos de geotêxteis, sob confinamento de 50kPa, considerando os diferentes elementos de mola (linear e não linear). Observa-se, que não há diferenças significativas entre a consideração da mola linear e não linear para o geotêxtil GB. Esta diferença aparece apenas para maiores deformações, pois o valor baixo de b , igual a 0,0033, não influencia significativamente os resultados para os baixos níveis de deformação obtidos no ensaio ($F = a + b \cdot \epsilon$). No entanto, para o geotêxtil GA, verificam-se diferenças máximas de deformação da ordem de 3%, decorrentes do valor mais elevado do parâmetro b .



(a) Geotêxtil GA



(b) Geotêxtil GB

Figura 5.16. Comparação entre os diferentes elementos de mola: $\sigma_c = 50\text{kPa}$

Ressalta-se que o parâmetro b está relacionado ao valor assintótico da curva F vs ε dos geotêxteis, estabelecendo um limite superior para a força de tração, que representa a resistência à tração do material. A adoção do elemento de mola linear não estabelece um critério de ruptura por tração. Os resultados apresentados na Figura 5.16 reforçam a adoção do modelo não linear para o elemento de mola.

5.8 Aplicação dos Modelos Analítico e Numérico para Previsão do Comportamento de Geotêxtil sob Condição de Arrancamento

Os resultados apresentados no presente capítulo indicam que, de maneira geral, o modelo analítico permitiu uma reprodução mais satisfatória dos resultados experimentais.

Cabe salientar que a aplicabilidade do modelo analítico requer resultados de ensaios de cisalhamento direto dos solos, de tração simples dos geotêxteis, além de ensaios de arrancamento, uma vez que são necessários os valores de força e deslocamento medidos na garra. O modelo analítico, na realidade, substitui a instrumentação de laboratório, reproduzindo o mecanismo de transferência de carga, e fornecendo a distribuição dos esforços, dos deslocamentos e das deformações ao longo do comprimento do reforço.

A simulação numérica permite a reprodução completa do ensaio de arrancamento, a partir dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, e da rigidez axial dos geotêxteis. No entanto, apresenta algumas limitações, destacando-se:

1. Necessidade de adoção de parâmetro de interface solo-parede da caixa adequado, tendo em vista a influência da rugosidade da parede frontal nos resultados;

2. Necessidade de adoção de parâmetro de interface solo-geotêxtil. Este parâmetro pode ser obtido a partir de ensaios de arrancamento ou cisalhamento direto com reforço horizontal. No entanto, existem na literatura valores propostos em função do tipo de geotêxtil e solo utilizado (Koerner, 2005);

3. Consideração do modelo linear elástico para a representação do geotêxtil, sem estabelecer um critério de ruptura para o material geossintético.

Os modelos analítico e numérico foram detalhados no Capítulo 5, e calibrados no presente capítulo a partir dos resultados experimentais de Espinoza (2000). De forma a exemplificar a aplicabilidade de ambos os modelos, procedeu-se à simulação de um ensaio de arrancamento com o geotêxtil GA, sob nível de confinamento de 30kPa, imerso no mesmo solo utilizado nos ensaios de arrancamento apresentados nesta dissertação.

Como comentado anteriormente, para a adoção do modelo analítico, faz-se necessário o conhecimento da força de arrancamento e do deslocamento frontal na ruptura. Com base nos resultados dos ensaios realizados sob tensões confinantes de 12,5kPa, 25kPa e 50kPa, foi estabelecida uma envoltória da força de arrancamento, obtendo-se a força compatível com um confinamento de 30kPa, como indica a Figura 5.17.

Da mesma forma, é possível estabelecer uma envoltória de deslocamentos frontais na ruptura, e obter o deslocamento compatível com a tensão confinante de 30kPa, como mostra a Figura 5.18. O estudo paramétrico apresentado no Capítulo 3 confirma que a força de arrancamento e o deslocamento frontal na ruptura crescem linearmente com a tensão confinante (Figura 2.17 e Figura 2.18). O comportamento deixa de ser linear quando a tensão confinante é elevada e ocorre a ruptura por tração do reforço no trecho não confinado durante o ensaio. Neste caso, observa-se um patamar horizontal na curva força de arrancamento vs tensão confinante, com a repetibilidade dos resultados de força à medida que se aumenta o nível de confinamento (Figura 5.17).

Com os dados de força e deslocamento na ruptura, procedeu-se à reprodução do mecanismo de transferência de esforços e deslocamentos a partir do modelo analítico.

Para a aplicabilidade do programa Plaxis, foram adotados os mesmos parâmetros já discutidos e representativos dos ensaios de Espinoza (2000), variando-se apenas o valor do carregamento vertical (carregamento A), representativo da tensão confinante de ensaio (Figura 2.7).

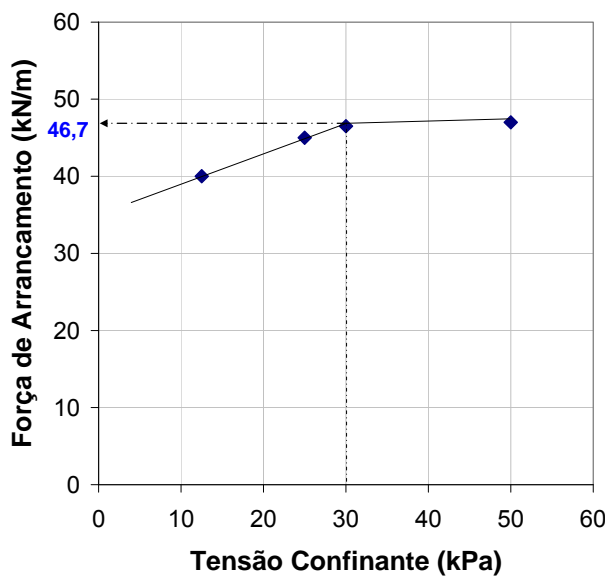


Figura 5.17. Envoltória de força de arrancamento na ruptura

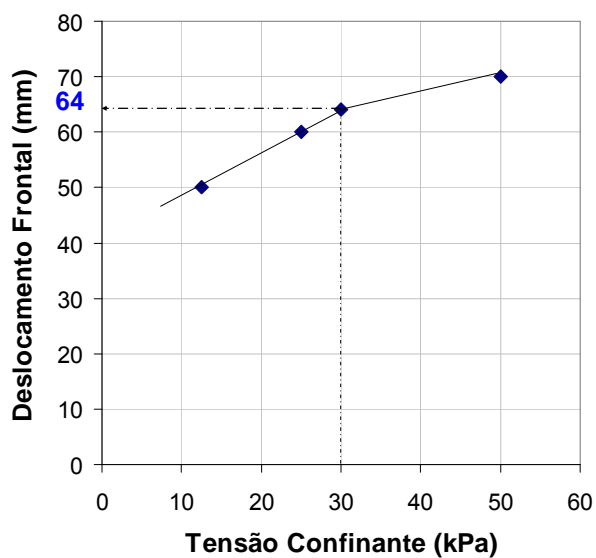
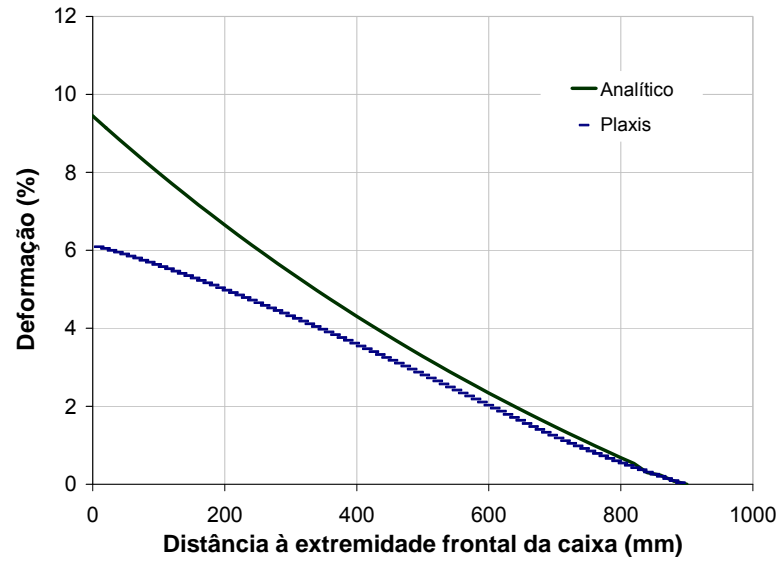
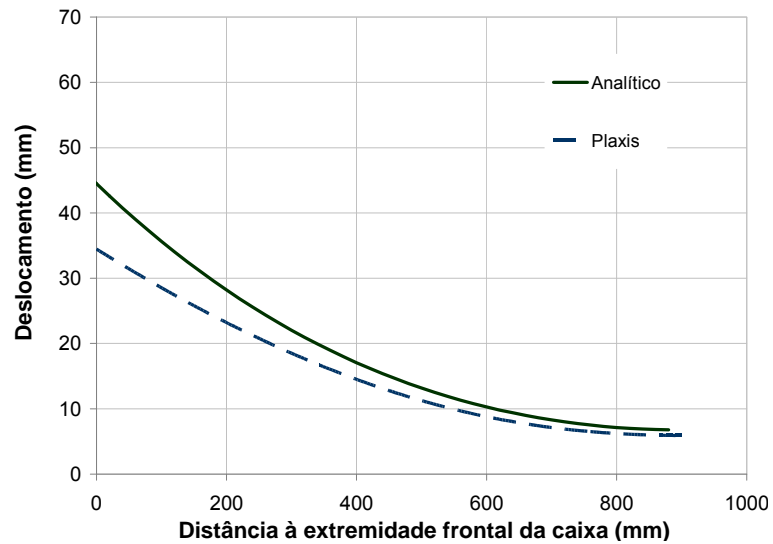


Figura 5.18. Envoltória de deslocamentos frontais na ruptura

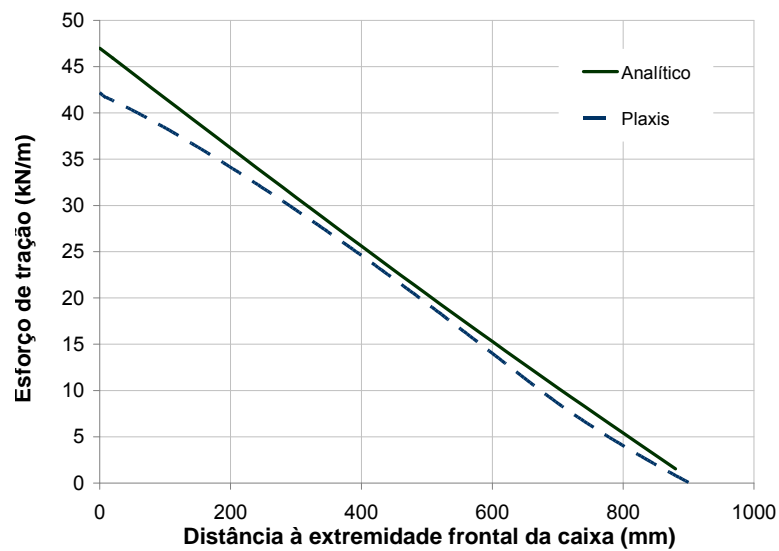
A Figura 5.19 compara as distribuições das deformações, dos deslocamentos e dos esforços de tração previstas por ambos os modelos. Nota-se que o modelo analítico fornece deformações superiores na extremidade frontal do reforço, com diferenças máximas de 2,5% (Figura 5.19a). Entretanto, nota-se um ajuste adequado em termos de deslocamentos (Figura 5.19b), e esforços de tração (Figura 5.19c).



(a) Distribuição das deformações



(b) Distribuição dos deslocamentos



(c) Distribuição dos esforços de tração

Figura 5.19. Simulação: Ensaio de arrancamento GA sob $\sigma_c=30\text{kPa}$

Os resultados apresentados na Figura 5.19 sugerem a aplicabilidade dos modelos na previsão dos esforços, deformações e deslocamentos ao longo do comprimento de geotêxteis em solicitações de arrancamento.

Como comentado anteriormente, o modelo analítico funciona como uma instrumentação de laboratório, simulando a instalação de medidores de deformação, deslocamentos e esforços ao longo do comprimento enterrado.

O modelo numérico permite a reprodução completa do ensaio de arrancamento. A Figura 5.20 apresenta o resultado previsto para o ensaio com tensão confinante de 30kPa. Observa-se que, na ruptura, a força de arrancamento e o deslocamento na garra, seriam iguais a 42kN/m e 34mm, respectivamente. Este resultado é referente a um ponto localizado na extremidade frontal do reforço. Como comentado no Capítulo 3, o programa computacional interrompe os cálculos no instante em que ocorre a ruptura por cisalhamento na interface solo-geotêxtil. Desta forma, não há previsão pós-pico.

A Figura 5.21 mostra a malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis e o deslocamento horizontal resultante da simulação do ensaio de arrancamento sob tensão confinante de 30kPa.

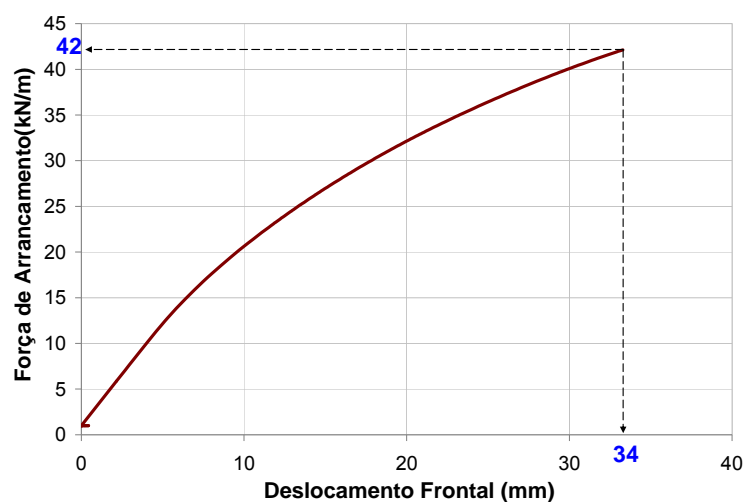


Figura 5.20. Previsão da força de arrancamento: GA sob $\sigma_c=30\text{kPa}$

Ressalta-se que uma vez definidos os parâmetros dos materiais envolvidos (solos e geotêxteis), é possível prever numericamente a resposta ao arrancamento para qualquer nível de tensão. O modelo analítico, no entanto, requer o resultado de, pelo menos, 3 ensaios de arrancamento sob diferentes níveis de confinamento, para prever a resposta para qualquer outro nível de tensão confinante.

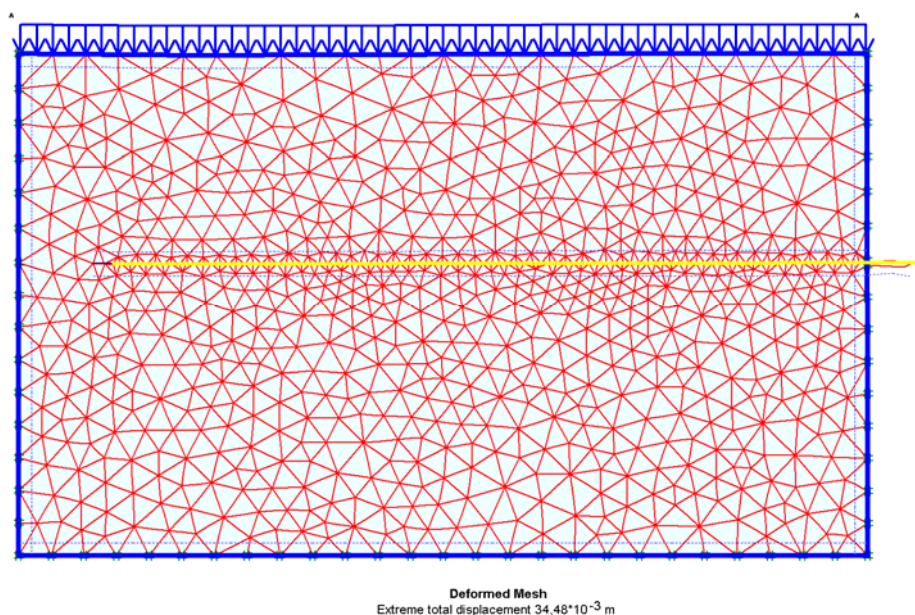


Figura 5.21. Malha deformada: Deslocamentos horizontais previstos pelo Plaxis

5.9 Considerações Finais

O presente capítulo discutiu a aplicação dos modelos analítico e numérico para a reprodução de ensaios de arrancamento. As distribuições das deformações, dos deslocamentos e dos esforços de tração ao longo do comprimento do reforço foram apresentadas, comparando-se as respostas dos modelos com os resultados experimentais de Espinoza (2000). Adicionalmente, foi realizada a previsão de um ensaio de arrancamento, sob nível de tensão distinto dos executados em laboratório, de forma a verificar a capacidade dos modelos na previsão de solicitações de arrancamento.

Os resultados indicaram que, de maneira geral, as previsões pelo modelo analítico se mostraram mais próximas aos resultados experimentais, independente do nível de tensão de ensaio. Uma justificativa para um melhor ajuste do modelo analítico seria a possibilidade de adoção do modelo não linear para o elemento geotêxtil. No programa Plaxis, a não linearidade do geotêxtil é desconsiderada.

Ressalta-se, no entanto, que o programa computacional requer como dados de entrada, parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos e a rigidez axial do geossintético, facilitando a utilização. A entrada de dados do modelo analítico requer resultados de ensaios de arrancamento com 3 níveis de confinamento distintos, nem sempre disponíveis para permitir a sua utilização.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Introdução

A presente dissertação teve como objetivo discutir a aplicação de um modelo analítico e do programa computacional Plaxis na previsão do mecanismo de transferência de esforços e deslocamentos ao longo do comprimento de geotêxteis em solicitações de arrancamento.

Em uma fase preliminar do trabalho, foram realizadas análises paramétricas com o intuito de adquirir confiança na ferramenta computacional. Para tanto, foi estabelecido um ensaio de arrancamento hipotético, avaliando-se a influência de fatores como tensão normal, rigidez e comprimento do reforço, rugosidade da parede frontal e interface solo-reforço na resposta ao arrancamento.

Posteriormente, foi proposto um modelo analítico e elaborado um modelo numérico para a reprodução de ensaios de arrancamento. As previsões analíticas e numéricas foram confrontadas com os resultados de ensaios de arrancamento em geotêxteis, executados por Espinoza (2000).

Finalmente, procedeu-se à simulação de um ensaio de arrancamento, de forma a comprovar a possibilidade de utilização dos modelos propostos na reprodução de solicitações de arrancamento em geotêxteis.

6.2 Conclusões

6.2.1 Referentes ao Estudo Paramétrico

O estudo paramétrico mostrou que o programa computacional é potencialmente capaz de reproduzir o comportamento de geotêxteis sob condição de arrancamento. O comportamento previsto numericamente foi comparado a observações experimentais reportadas na literatura. Como principais conclusões, destacam-se:

1. O aumento da tensão normal dificulta o deslocamento do geotêxtil, conduzindo à mobilização de esforços tangenciais elevados, nos pontos próximos à

- aplicação da força de arrancamento. Como consequência, maiores valores de tensão normal implicaram em maiores esforços de arrancamento;
2. A tensão normal no nível do reforço apresenta uma tendência de pequenos decréscimo da extremidade posterior até a extremidade frontal. A tensão de confinamento não se distribui uniformemente ao longo do comprimento do reforço, diferente do pressuposto por formulações analíticas;
 3. O deslocamento frontal e a força de arrancamento aumentam com o aumento do comprimento do reforço. Menores comprimentos de reforço mobilizam menores valores de resistência na interface;
 4. Reforços mais rígidos apresentam menores deformações durante a solicitação de arrancamento, com uma tendência maior de deslocamentos de corpo rígido. Quanto maior a rigidez do reforço, menor será o deslocamento necessário para promover a ruptura por arrancamento;
 5. Quanto mais lubrificada é a parede frontal, maior é a força de arrancamento no momento da ruptura. Maiores rugosidades implicaram em uma maior transferência de tensões para as paredes da caixa, minorando a tensão normal no nível do reforço.

6.2.2 Referentes aos Modelos Analítico e Numérico

Os resultados sugerem a aplicabilidade dos modelos analítico e numérico na previsão dos esforços, deformações e deslocamentos ao longo do comprimento de geotêxteis em solicitações de arrancamento. A distribuição de forças e deslocamentos ao longo de geotêxteis é complexa, e a boa concordância com os resultados experimentais reforça a potencialidade dos modelos.

Observou-se um melhor ajuste entre as previsões do modelo analítico e os resultados experimentais, justificado pela adoção do modelo não linear para o elemento geotêxtil.

O programa Plaxis adota o modelo linear elástico para o geotêxtil, sem estabelecer um critério de ruptura para o material geossintético. A curva de deformação ao longo do comprimento do reforço mostrou uma linearidade não observada experimentalmente. Adicionalmente, observou-se a influência da

rugosidade da parede frontal nos resultados numéricos e a importância da adoção de um parâmetro de interface (R_{inter}) representativo.

Apesar destas limitações, o programa Plaxis é de utilização mais fácil, requerendo parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, e a rigidez axial dos geotêxteis, apresentada em catálogos dos fabricantes.

A possibilidade de avaliar analítica e numericamente o mecanismo de transferência de carga surge como importante ferramenta na compreensão do mecanismo de interação solo-geotêxtil. A partir do conhecimento do nível de carregamento e das deformações no reforço é possível analisar de maneira satisfatória a estabilidade interna de maciços reforçados, buscando a adoção de soluções menos conservativas.

6.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

Para a continuidade dos estudos envolvendo a simulação de ensaios de arrancamento em geotêxteis, sugere-se:

1. Estudo detalhado da influência da rugosidade das paredes da caixa nos resultados dos ensaios de arrancamento, a partir da simulação de diferentes ensaios de arrancamento reportados na literatura;
2. Utilização de um modelo não linear elástico para a representação do geotêxtil em análises numéricas;
3. Realização de análises paramétricas com o objetivo de avaliar a influência na resposta ao arrancamento de fatores como: sistema de aplicação da tensão normal (colchão flexível ou placa rígida), utilização de uma luva frontal, entre outros.
4. Realização de ensaios de arrancamento no campo.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; WHITTLE, A. (1995). Analysis of pullout test for planar reinforcements in soil. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, pp. 476-485.

AGUIAR, R.A.; VERTEMATTI, J.C. (2004). Capítulo 1. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Editora Edgar Blücher, pp. 1-12.

ALFARO, M.C.; MIURA, N.; BERGADO, D.T. (1995). Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 18 (2), pp. 157-167.

BAKEER, R.M; SAYED, M. SAYED; CATES, P; SUBRAMANIAN, R. (1998). Pullout and shear test on geogrid reinforced lightweight aggregate. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.16, pp.119-133.

BATHE, K.J., SONNAD, V., DOMIGAN, P. (1982). Some experiences using finite elements methods for fluid flow problems. *Proceedings of the 4th International Conference on the Finite Element Method in Water Resources*, Hannover, p. 9.3 - 9.16.

BECKER, D.B.L. (2006). Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 322p.

BEECH, J.F. (1987). Importance of stress-strain relationships in reinforced soil system designs. In: *Geosynthetics 87 Conference*. New Orleans. Vol.1, pp. 133-144.

BERGADO, D.T.; CHAI, J.C. (1994). Pullout Force/Displacement Relationship of Extensible Grid Reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, n.5, pp. 295-316.

BERGADO, D.T.; CHAI, J.C.; MIURA, N. (1996). Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements. *Journal Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society. Vol. 36, n. 4, pp. 11-22.

BERGADO, D.T.; TEERAWATTANASUK, C; KONGKITKUL, (2003). Analytical and numerical modeling of pullout capacity and interaction between hexagonal wire mesh and silty sand backfill under in-soil pullout test, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.40, n°. 5, pp. 886-899

BOLTON, M.D. (1986). The strength and dilatance of sand. *Geotechnic*, 35, pp. 65-69.

BRINKGREVE, R.B.J. (2002). *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS. 2D user's manual*. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

BUENO, B.S. (2004). Capítulo 2. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Editora Edgar Blucher, pp. 13-26.

BUENO, B.S.; VILAR, O.M. (2004). Capítulo 3. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Editora Edgar Blucher, pp. 27-62.

CASTRO, D.C. (1999). *Ensaio de Arrancamento de Geogrelhas no Campo e no Laboratório*. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio. Departamento de Engenharia Civil, 135p.

CHAN, D.H.; YI, C.T.; SCOTT, J.D. (1993). An interpretation of the pullout test. *Geosynthetics'93*, Vancouver, Canada, pp.593-605

CHANG, D.T.; SUN, T.S.; HUNG, F. (1995). Pullout Mechanism of Geogrids under Confinement by Sand and Clayey Soils. *New York: Transportation Research Record*, nº 1474, pp. 64-72. Relatório Técnico.

COLLIOS, A.; DELMAS, P.; GOURC, J. (1980). Experiments of Soil Reinforcement with Geotextil. In: *Symposium Use of Geotextil for Soil Improvement*. New York, pp. 53-73

CRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. (1990). Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils. Geotextiles and Geomembranes, Related Products, Den Hoedt (ed), Rotterdam, pp.731-737.

COSTALONGA, M.A.R.; KUWAJIMA, F.M. (1995). Transferência de carga em geogrelhas – Aplicação em ensaio de arrancamento em solo coesivo. Simpósio Brasileiro de Aplicações de Geossintéticos – Palestras Especiais, Vol. 2, ABMS, São Paulo, pp. 149-158.

DAVIES, P.L. Geosynthetics. - Some Sustainable Design Concepts for Developing Countries. (2008), The First Pan American Geosynthetics Conference IGS, Cancun, Mexico - pp.761- 767

DIAS, A.C e PALMEIRA, E.M.(2007) Estudo Experimental e Numérico de Comportamento de Geogrelhas em Ensaio de Arrancamento de Grande Dimensões. Regeo 2007, ABMS, Recife, artigo 49.

DUNCAN, J.M; BYRNE, P; WONG, K.S; MABRY, P. (1980). Strength, stress-strain and Bulk Modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Geotechnical engineering research report nº. UCB/GT/80-0. University of California, Berkeley

DUNCAN, J.M.; CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. Vol. 96, p. 1629-1653.

ESPINOZA, M.E.D. (2000). Estudio del Comportamiento Tenso-Deformacional de Geosintéticos en Ensayos de Arrancamiento con Relación al Diseño de Terrenos Reforzados. Madrid. Tese de Doutorado. Universidade Politécnica de Madrid, 350p.

FARRAG, K.; ACAR, Y.B. e JURAN, I. (1993). Pullout Resistance of Geogrids Reinforcements. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 12, pp. 133-159.

GALVÃO, T.P.; SIEIRA, A.C.C.F. e GERSCOVICH, D.M.S. (2005). Simulação do Mecanismo de Transferência de Cargas e Deslocamentos em Geogrelhas. VIII Encontro de Modelagem Computacional. Nova Friburgo.

INGOLD, T.S. (1980). Reinforced Clay. Guilford. Doctoral Thesis. Surrey University, UK. 220p.

INGOLD, T.S. (1983). Geotextiles: Specification and Testing. Ground Engineering. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 6, n.109, pp. 45-51.

JEWELL, R.A, (1990). Application of revised design charts for steep reinforced slopes. Geotextiles and Geomembranes , Vol. 10, pp. 203-233

JEWELL, R.A, (1996). Soil reinforcement with geotextiles. CIRIA. Special publication 123, UK, 332p

JURAN, I; KNOCHENMUS, G., ACAR, Y.B. & ARMAN, A. (1988). Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids. Symposium on Geosynthetics for Soil Improvement, 18 Nashville. Geotechnical Special Publication, 1988, ASCE, pp. 92-111.

JURAN, I; CHEN, C.L. (1988). Soil-geotextile pullout interaction properties: testing and interpretation. Transportation Research Record, pp. 37-47.

KATONA, M.G.; ODELLO, R.S.; ALLGOOD, J.R.(1976). CANDE- A modern approach for structural design and analysis of buried culverts. Report nº. FHWA-RD-77-5, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA

KOERNER, R.M. (2005). Designing with Geosynthetics. New Jersey: Prentice-Hall, 761p.

KOUTSOURAIS, M.; SANDRI, D. e SWAN, R. (1998). Soil Interaction Characteristics of Geotextiles and Geogrids. In: International Conference on Geosynthetics, 6, IGS, pp. 739-744.

LOPES, M.L. (1992). Muros Reforçados com Geossintéticos. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 335p

LOPES, M.L. e LADEIRA, M. (1996). Influence of the Confinement, Soil Density and displacement Ratio on Soil – Geogrid Interaction. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 14, n. 10, pp. 543-554.

LOPES, M.L. e MOUTINHO, C. (1997). Resistência das Interfaces Solo-Geogrelha: Papel da Densidade e da Granulometria do Solo. 6º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, Lisboa. Vol. 1, pp. 279-288.

MORACI, N.; GIOFFRÈ, D. (2006). A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 24, No. 3, pp. 116-128.

MIYATA, K. (1996). Walls reinforced with fiber reinforced plastic geogrid in Japan. Geosynthetics International, v. 3, pp. 1-11.

NAKAMURA, T.; IKEURA, I. e MITACHI, T. (1996) Some factors affecting the results of soil-geogrid direct shear test. Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuku e Omine, Balkema, pp. 123-128.

NBR n° 12.553 (2003). Geossintéticos – Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT.

OCHIAI, H.; HAYASCHIC, S.; OGISAKO, E.; SAKAU, A. (1988). Analysis of polymer grid: reinforced soil retaining wall. International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 6. Innsbruck. Balkema, Rotterdam. Vol. 2, pp. 1449-1454.

ORTIGÃO, J.A.R. (2007) Curso de Geomecânica Computacional com Aplicações do Programa Plaxis, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro- PUC, Rio de Janeiro. Brasil.

PALMEIRA, E.M. (1987). The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests. Tese de Doutorado, University of Oxford, UK, 238 p.

PALMEIRA, E.M. (1991). Análise da evolução da técnica de reforço de solos por inclusões extensíveis na última década. Solos e Rochas. Revista Latino-Americana de Geotecnia. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), Vol.14, n. 2, pp. 95-107

PALMEIRA, E.M e MILLIGAN, G.W.E. (1989). Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. Geotechnique 39 (3). Thomas Telford, UK, p 511-524.

PALMEIRA, E.M e MILLIGAN, G.W.E. (1990). Large scale laboratory tests on reinforced sand, Journal Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society, vol. 36, n. 29, p. 18-30, 1989.

PALMEIRA, E.M e DIAS, A.C (2007). Estudo Experimental e Numérico de Comportamento de Geogrelhas em Ensaios de Arrancamento de Grande Dimensões. Regeo, ABMS, Recife, artigo 49.

PERKINS, S.W. e EDENS, M.Q. (2002). Finite Element Modeling of a Geosynthetic Pullout Test. Geotechnical and Geological Engineering. Vol. 21 (4), pp. 357-375.

POTTS, D. M., ZDRAVKOVIC, I. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Thomas Telford, London.

ROWE, R.K. e HO, S.K. (1986). Determination of geotextile stress-strain characteristics using a wide strip test. International Conference on Geotextiles, 3, Vienna, pp. 885-890.

SAEZ, J.A. (1997). Caracterización geomecánica de geotextiles. Curso sobre técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones. CEDEX.Espanha, Vol.1, pp. 1-29.

SAYÃO, A.S.F.J., AZAMBUJA, E., EHRLICH, M., GOMES, R.C. (2004). Capítulo 4. Manual Brasileiro de Geossintéticos. Editora Edgar Blücher, pp. 84-123.

SIEIRA, A.C.C.F., SAYÃO, A.S.F.J., e SOPEÑA, L.M. (2002). Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha. Congresso Nacional de Geotecnia, 8, Lisboa, pp.34-47

SIEIRA, A.C.C.F. (2003). Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 360p.

SIEIRA, A.C.C.F., SAYÃO, A.S.F.J., GERSCOVICH, D.M.S. (2006). Mobilização da Resistência ao Arrancamento de Geogrelhas. Geotecnia. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol. 108, pp. 99-120.

SIEIRA, A.C.C.F, GERSCOVICH, D.M.S e SAYÃO, A.S.F.J. (2009). Displacement and Load Transfer Mechanisms of Geogrids under Pullout Condition. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 27, pp. 241-253.

SOBHI, S.; WU, J.T.H. (1996).An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement. Geosynthetics international , Vol. 3, nº. 5, pp. 565-582

SUGIMOTO, M., ALAGIYWANNA, A.M.N., KADUGHI, K. (2001). Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout test. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, pp. 257-277

TEIXEIRA, S.H.C. (1999). Construção e calibração de um equipamento de ensaios de arrancamento de geossintéticos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos 157p.

TEIXEIRA, S.H.C. e BUENO, B.S. (1999). Um equipamento para ensaios de arrancamento em geossintéticos. Geossintéticos'99. ABMS/IGS-Brasil, Rio de Janeiro, pp. 215-222.

TEIXEIRA, S.H.C. e BUENO, B. S. (2002). Comportamento de geogrelhas implantadas em um solo arenoso fino e solicitadas ao arrancamento. Solos e rochas. Revista Latino-Americana de Geotecnia. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). V. 25, n. 2, pp. 119-134

TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.E. (1982). Mecânica dos Sólidos, Ed. Livros Técnicos e Científicos,

VERTEMATTI, J.C. (2004) Capítulo 1. Manual Brasileiro de Geossintéticos. Editora Edgar Blucher. pp. 1-12.

VILLARD, P.; KOTAKE, N.; OTANI, J. (2002) Modeling of reinforced soil in finite element analysis – Geosynthetics- 7th ICG, Nice, France, pp. 39-95

WU, J.T.H. e HELWANY, M.B. (1987). Numerical simulation of soil-geotextiles interface in pullout test. Geosynthetic research report 87-03, Department of Civil Engineering, University of Colorado at Denver, Colorado, USA, 120p.